



TUGAS AKHIR – RC14-1501

**DESAIN MODIFIKASI STRUKTUR GEDUNG HOTEL
PESONNA PEGADAIAN SURABAYA DENGAN
MENGUNAKAN SISTEM RANGKA PEMIKUL
MOMEN KHUSUS DAN BETON PRATEKAN**

KHOIRUL MAZIDAH

NRP. 3115 105 027

Dosen Pembimbing I

Prof. Dr. Ir. I Gusti Putu Raka

Dosen Pembimbing II

Prof. Tavio, ST., MT., Ph. D.

DEPARTEMEN TEKNIK SIPIL

Fakultas Teknik Sipil dan Perencanaan

Institut Teknologi Sepuluh Nopember

Surabaya 2017



TUGAS AKHIR – RC09-1501

**DESAIN MODIFIKASI STRUKTUR GEDUNG
HOTEL PESONNA PEGADAIAN SURABAYA
DENGAN MENGGUNAKAN SISTEM RANGKA
PEMIKUL MOMEN KHUSUS DAN BETON
PRATEKAN**

KHOIRUL MAZIDAH

NRP. 3115 105 027

Dosen Pembimbing I

Prof. Dr. Ir. I Gusti Putu Raka

Dosen Pembimbing II

Prof. Tavio, ST., MT., Ph. D.

JURUSAN TEKNIK SIPIL

Fakultas Teknik Sipil dan Perencanaan

Institut Teknologi Sepuluh Nopember

Surabaya 2017

**DESAIN MODIFIKASI STRUKTUR GEDUNG HOTEL
PESONNA PEGADAIAN SURABAYA DENGAN
MENGUNAKAN SISTEM RANGKA PEMIKUL MOMEN
KHUSUS DAN BETON PRATEKAN**

TUGAS AKHIR

Diajukan Untuk Memenuhi Salah Satu Syrat
Memperoleh Gelar Sarjana Teknik
Pada
Program Studi S-1 Lintas Jalur Teknik Sipil
Fakultas Teknik Sipil Dan Perencanaan
Institut Teknologi Sepuluh Nopember

Oleh :

KHOIRUL MAZIDAH

Nrp. 3115105027

Disetujui oleh Pembimbing Tugas Akhir

1. Prof. Dr. Ir. I Gusti Putu Raka

2. Prof. Tawio, ST., MT., Ph. D.



SURABAYA
JULI, 2017

DESAIN MODIFIKASI STRUKTUR HOTEL PESONNA PEGADAIAN SURABAYA DENGAN SISTEM RANGKA MOMEN KHUSUS DAN BETON PRATEGANG

Nama : Khoirul Mazidah
NRP : 3115 105 027
Departemen : Teknik Sipil FTSP-ITS
Dosen Pembimbing : 1. Prof Dr. Ir. I Gusti Putu Raka
2. Prof. Tavio, S.T. M.T. Ph.D.

Abstrak

Desain awal Hotel Pesonna Pegadaian Surabaya memiliki 10 lantai termasuk lantai atap. Akan tetapi, dalam Tugas Akhir ini, jumlah lantai ditambah menjadi total 20 lantai dengan 2 lantai untuk ruang pertemuan. Desain Hotel Pesonna Pegadaian Surabaya menggunakan beton bertulang untuk strukturnya dan beton prategang pada lantai 17 dan 18 yang digunakan sebagai hall atau ruang pertemuan. Kebutuhan akan ruang yang luas tanpa adanya kolom untuk mendapatkan bentang bebas selebar 13 m membutuhkan penggunaan balok prategang.

Sistem struktur yang digunakan adalah sistem rangka momen khusus dikarenakan KDS bangunan ini yaitu KDS-D. Pembebanan pada desain mengacu pada PPIUG 1983 dan perhitungan gaya gempa dengan metode response spectrum berdasarkan SNI 1726:2012 dan Peta Hazard Gempa Indonesia 2010. Sedangkan desain struktur bangunan mengacu pada SNI 2847:2013.

Hasil dari desain bangunan ini menunjukkan telah memenuhi semua persyaratan sehingga mampu untuk menahan beban gravitasi dan beban gempa di kota Surabaya.

Kata kunci: beton bertulang, beton prategang, respons spectrum, sistem rangka momen khusus.

“Halaman ini sengaja dikosongkan”

DESIGN OF MODIFICATION OF PESONNA PEGADAIAN HOTEL SURABAYA BUILDING STRUCTURE USING SPECIAL MOMENT FRAME SYSTEM AND PRESTRESSED CONCRETE

Name : Khoirul Mazidah
NRP : 3115 105 027
Department : Civil Engineering FTSP-ITS
Supervisors : 1. Prof Dr. Ir. I Gusti Putu Raka
2. Prof. Tavio, S.T. M.T. Ph.D.

Abstract

The existing Pesonna Pegadaian Hotel Surabaya has 10 floors including a roof floor. However, in this final project, the number of floor will be added by 2 more additional floors for a meeting room to have a total 20 floors. The design of Pesonna Pegadaian Hotel Surabaya uses reinforced concrete for its structure and prestressed concrete only at 17th and 18th floors for hall or meeting room. The need of spacious room without any column to provide a free span of 13 m will require the use of prestressed beams.

The structural system is the special moment frame system due to the assigned SDC of the building, i.e. SDC-D. The load used in the design complies PPIUG 1983 and the calculation of earthquake using the response spectrum method which is in accordance with SNI 1726:2012 and the 2012 earthquake hazard map of Indonesia. Whereas, the concrete structure design refers to SNI 2847:2013.

As the result, the design of the building shows that it has complies all the standards so that it is capable to resist the both the gravity and seismic loads in Surabaya city.

Keywords: earthquake, prestressed concrete, reinforced concrete, response spectrum, special moment frame system.

“Halaman ini sengaja dikosongkan”

KATA PENGANTAR

Pertama – tama penulis mengucapkan puji syukur kepada Tuhan Yang Maha Esa atas berkat dan rahmatnya di dalam memberi kesehatan dan kekuatan kepada penulis guna menyelesaikan penyusunan proposal ini.

Penyusunan proposal ini diajukan oleh penulis dalam rangka memenuhi persyaratan akademis pada mata kuliah Teknik Penulisan Ilmiah tahun ajaran 2016-2017, program Studi Teknik Sipil, Fakultas Teknik Sipil dan Perencanaan, Institut Teknologi Sepuluh Nopember, Surabaya.

Adapun topik dari penyusunan proposal ini adalah Desain Modifikasi Struktur Gedung Hotel Pesonna Pegadaian Surabaya Dengan Menggunakan Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus Dan Beton Pratekan.

Proposal ini tersusun dari kumpulan data – data yang penulis dapatkan dan merupakan syarat pokok untuk melanjutkan penyusunan Tugas Akhir.

Penulis menyadari bahwa makalah ini masih jauh dari sempurna untuk itu segala saran, kritik serta masukan yang sifatnya membangun sangat diharapkan demi perbaikan di masa mendatang.

Surabaya, 14 Juni 2017

Penulis

DAFTAR ISI

| | |
|--|-------|
| LEMBAR PENGESAHAN..... | ii |
| ABSTRAK | iii |
| KATA PENGANTAR..... | v |
| DAFTAR ISI | vii |
| DAFTAR GAMBAR | xiii |
| DAFTAR TABEL | xvii |
| BAB I PENDAHULUAN | 1 |
| 1.1 Latar Belakang | 1 |
| 1.2 Rumusan Masalah | 2 |
| 1.3 Tujuan..... | 3 |
| 1.4 Batasan Masalah..... | 3 |
| 1.5 Manfaat..... | 3 |
| BAB II TINJAUAN PUSTAKA | 5 |
| 2.1 Tinjauan Umum..... | 5 |
| 2.2 Spesifikasi Teknis..... | 5 |
| 2.3 Sistem Rangka Pemikul Momen (SRPM)..... | 6 |
| 2.4 Beton Prategang | 7 |
| 2.4.1 Sistem Beton Prategang..... | 7 |
| 2.4.2 Tahap Tahap Pembebanan..... | 9 |
| 2.4.3 Kehilangan Prategang..... | 12 |

| | | |
|--------------------------|---|----|
| 2.5 | Struktur Bawah..... | 16 |
| 2.5.1 | Basement | 18 |
| 2.5.2 | Pondasi | 18 |
| BAB III METODOLOGI | | 23 |
| 3.1 | Digram Alir Perencanaan Bangunan Hotel Pesonna Pegadaian Surabaya..... | 23 |
| 3.2 | Pengumpulan Data..... | 26 |
| 3.3 | <i>Preliminary Design</i> | 26 |
| 3.4 | Penetapan Kriteria Desain | 31 |
| 3.5 | Pemodelan Struktur | 35 |
| 3.6 | Pembebanan..... | 35 |
| 3.7 | Perhitungan Struktur Atas | 36 |
| 3.7.1 | Perencanaan Pelat Lantai | 37 |
| 3.7.2 | Perencanaan Pelat Tangga dan Bordes | 38 |
| 3.7.3 | Perencanaan Balok | 38 |
| 3.7.4 | Perencanaan Kolom..... | 40 |
| 3.8 | Perencanaan Balok Prategang | 41 |
| 3.8.1 | Pemilihan Jenis Beton Prategang | 41 |
| 3.8.2 | Gaya Prategang..... | 41 |
| 3.8.4 | Indeks Beton Prategang Parsial dan Beton Bertulang ⁴² | |
| 3.8.5 | Kehilangan Prategang | 43 |
| 3.8.6 | Kontrol Tegangan | 45 |
| 3.8.7 | Kekuatan Batas Balok Prategang..... | 47 |
| 3.8.8 | Kontrol Lendutan..... | 48 |

| | | |
|--|---|-----------|
| 3.8.9 | Perhitungan Geser | 51 |
| 3.8.10 | Blok Angkur Ujung | 52 |
| 3.9 | Perencanaan Basement | 53 |
| 3.10 | Perencanaan pondasi | 58 |
| 3.11 | Gambar Output AutoCad..... | 61 |
| BAB IV ANALISA DAN PEMBAHASAN | | 63 |
| 4.1 | Perencanaan Dimensi Struktur | 63 |
| 4.1.1 | Perencanaan Dimensi Balok..... | 63 |
| 4.1.2 | Perencanaan Dimensi Pelat | 68 |
| 4.1.3 | Perencanaan Dimensi Kolom | 77 |
| 4.2 | Pembebanan..... | 81 |
| 4.2.1 | Umum..... | 81 |
| 4.2.2 | Beban Mati (DL) | 81 |
| 4.2.3 | Beban Hidup (LL) | 82 |
| 4.2.4 | Beban Gempa (EQ) | 83 |
| 4.3 | Perencanaan Struktur Sekunder..... | 91 |
| 4.3.1 | Perencanaan Penulangan Pelat Lantai | 91 |
| 4.3.2 | Perencanaan Penulangan Balok Anak | 101 |
| 4.3.3 | Perencanaan Penulangan Tangga | 118 |
| 4.3.4 | Perencanaan Balok Lift | 131 |
| 4.4 | Permodelan dan Analisa Struktur..... | 146 |
| 4.4.1 | Kombinasi Pembebanan | 146 |
| 4.4.2 | Kontrol Hasil Analisis Struktur | 147 |
| 4.4.3 | Kontrol Waktu Getar Alami | 147 |

| | | |
|---------------------|--|-----|
| 4.4.4 | Kontrol Akhir <i>Base Reaction</i> | 148 |
| 4.4.5 | Jumlah Respon Ragam | 151 |
| 4.4.6 | Kontrol Simpangan..... | 152 |
| 4.4.7 | Pembesaran Momen Torsi Tak Teduga..... | 154 |
| 4.4 | Desain Balok Prategang..... | 156 |
| 4.4.1 | Momen Pada Balok Prategang..... | 160 |
| 4.4.2 | Daerah Limit Kabel dan Gaya Awal Prategang ... | 161 |
| 4.4.3 | Kontrol Tegangan | 163 |
| 4.4.4 | Penentuan Jumlah Strand..... | 167 |
| 4.4.5 | Perhitungan Kehilangan Prategang..... | 168 |
| 4.4.6 | Kontrol Tegangan Setelah Kehilangan | 186 |
| 4.4.7 | Kontrol Lendutan..... | 188 |
| 4.4.8 | Momen Retak | 192 |
| 4.4.9 | Penulangan Lunak Tambahan | 193 |
| 4.4.10 | Kontrol Momen Nominal | 206 |
| 4.4.11 | Angkur Ujung | 212 |
| 4.7 | Perhitungan Struktur Primer..... | 215 |
| 4.7.1 | Perhitungan Penulangan Balok Primer | 215 |
| 4.7.1 | Perhitungan Penulangan Kolom | 247 |
| 4.8 | Perhitungan Struktur Bawah..... | 267 |
| 4.8.1 | Perhitungan Sloof | 267 |
| 4.8.2 | Perhitungan Pondasi | 272 |
| 4.8.3 | Perencanaan Basement | 307 |
| BAB V PENUTUP | | 315 |

| | |
|----------------------|-----|
| DAFTAR PUSTAKA..... | 317 |
| BIODATA PENULIS..... | 319 |
| LAMPIRAN | |

Halaman ini sengaja dikosongkan

DAFTAR GAMBAR

| | |
|---|-----|
| Gambar 2. 1. Sistem Rangka Pemikul Momen..... | 6 |
| Gambar 2. 2. Skema Kehilangan Akibat Kekekangan Kolom.... | 15 |
| Gambar 2. 3. Jenis Pondasi Dangkal | 20 |
| Gambar 2. 4. Jenis Pondasi Dalam | 21 |
| Gambar 3. 1 Diagram Alir Metodologi Perencanaan | 25 |
| Gambar 3. 2. Tekanan Tanah Aktif Tanah Kohesif pada Dinding | 55 |
| Gambar 3. 3. Tekanan Tanah Pasif Tanah Kohesif pada Dinding | 55 |
| Gambar 3. 4. Tekanan Tanah Aktif dan Pasif Tanah Kohesif pada Dinding..... | 57 |
| Gambar 4. 1. Denah Arsitektur Lantai 2 | 63 |
| Gambar 4. 2. Hasil Penampang Balok (B1) | 64 |
| Gambar 4. 3. Denah Arsitektur Lantai 2 | 65 |
| Gambar 4. 4. Hasil Penampang Balok (B2) | 66 |
| Gambar 4. 5. Denah Arsitektur Lantai 2 | 67 |
| Gambar 4. 6. Hasil Penampang Balok (B3) | 68 |
| Gambar 4. 7. Denah Balok Lantai 1 | 69 |
| Gambar 4. 8. Penulangan pelat..... | 99 |
| Gambar 4. 9. Pembebanan Balok Anak..... | 102 |
| Gambar 4. 10 Penulangan balok anak | 117 |
| Gambar 4. 11. Gambar Rencana Anak Tangga | 119 |
| Gambar 4. 12. Sketsa Beban Pada Tangga..... | 122 |

| | |
|---|-----|
| Gambar 4. 13 Penulangan tangga | 130 |
| Gambar 4. 14. Penampang Lift..... | 131 |
| Gambar 4. 15. Ilustrasi Pembebanan Balok Lift..... | 133 |
| Gambar 4. 16. Gambar Momen Tumpuan A (1,4D) | 134 |
| Gambar 4. 17. Gambar Momen Lapangan (1,4D)..... | 137 |
| Gambar 4. 18. Output Geser Balok Lift (1,4D)..... | 141 |
| Gambar 4. 19. Gambar Penulangan Balok Lift | 145 |
| Gambar 4. 20. Pembesaran torsi tak terduga (Ax)..... | 154 |
| Gambar 4. 21. Penampang Balok Prategang | 157 |
| Gambar 4. 22. Momen pada balok prategang..... | 160 |
| Gambar 4. 23 Daerah Limit Kabel | 162 |
| Gambar 4. 24. Diagram Tegangan Saat Transfer | 166 |
| Gambar 4. 25. Diagram Tegangan Setelah Kehilangan | 166 |
| Gambar 4. 26. Diagram Tegangan pada saat beban kerja | 166 |
| Gambar 4. 27. Portal dengan balok prategang..... | 174 |
| Gambar 4. 28. Perpendekan Kolom..... | 175 |
| Gambar 4. 29. Momen yang bekerja akibat beban merata | 176 |
| Gambar 4. 30. Keseimbangan gaya prategang dengan reaksi perletakan | 177 |
| Gambar 4. 31. Penampang Balok Prategang | 182 |
| Gambar 4. 32. Diagram Tegangan Setelah Kehilangan Prategang pada Lapangan..... | 187 |
| Gambar 4. 33. Diagram Tegangan Setelah Kehilangan Prategang pada Tumpuan | 188 |
| Gambar 4. 34. Rencana penulangan balok prategang..... | 205 |

| | |
|---|-----|
| Gambar 4. 35. Detail Angkur Prategang | 214 |
| Gambar 4. 36. Lokasi Peninjauan Balok Primer BI-1 As 3 ; N-P | 216 |
| Gambar 4. 37. b efektif balok T | 237 |
| Gambar 4. 38 Penulangan balok induk | 246 |
| Gambar 4. 39. Lokasi kolom yang dianalisis AS 3-F..... | 247 |
| Gambar 4. 40. Penampang Kolom AS 3-F..... | 248 |
| Gambar 4. 41. P-M Diagram interaksi kolom arah x | 249 |
| Gambar 4. 42. P-M Diagram interaksi kolom arah y | 249 |
| Gambar 4. 43. Output Mn kolom Lt. 1 dari PCACOL..... | 250 |
| Gambar 4. 44. Output Mn kolom Lt. 2 dari PCACOL..... | 251 |
| Gambar 4. 45. Output Mn kolom Lt. 1 dari PCACOL..... | 252 |
| Gambar 4. 46. Output Mn kolom Lt. 2 dari PCACOL..... | 252 |
| Gambar 4. 47. Momen nominal kolom bawah | 255 |
| Gambar 4. 48. Momen nominal kolom atas | 256 |
| Gambar 4. 49. Gaya geser desain untuk balok dankolom | 259 |
| Gambar 4. 50. Nilai Mpr untuk kolom lantai 1 | 259 |
| Gambar 4. 51. Nilai Mpr untuk kolom lantai 2 | 260 |
| Gambar 4. 52 Penulangan kolom | 266 |
| Gambar 4. 53. Diagram Interaksi Sloof..... | 269 |
| Gambar 4. 54 Penulangan sloof | 271 |
| Gambar 4. 55 Letak pondasi kolom yang ditinjau | 272 |
| Gambar 4. 56. Posisi tiang pancang kolom | 277 |
| Gambar 4. 57 Mekanika beban poer kolom | 284 |

| | |
|--|-----|
| Gambar 4. 58. Letak pondasi kolom yang ditinjau..... | 290 |
| Gambar 4. 59. Posisi tiang pancang kolom | 294 |
| Gambar 4. 60 Penulangan pilecap tipe 1 | 306 |
| Gambar 4. 61 Penulangan pilecap tipe 2 | 306 |
| Gambar 4. 62 Penulangan pilecap tipe 3 | 306 |
| Gambar 4. 63. Sketsa Dinding Basement | 307 |
| Gambar 4. 64. Gaya tanah dan air yang bekerja..... | 310 |
| Gambar 4. 65. Momen Akibat Kombinasi 1,2D + 1,6L | 310 |
| Gambar 4. 66 Penulangan dinding basement | 313 |

DAFTAR TABEL

| | |
|---|-----|
| Tabel 3. 1. Klasifikasi Situs..... | 31 |
| Tabel 3. 2. . Kategori Desain Seismik Berdasarkan Parameter Respons Percepatan pada Periode Pendek | 32 |
| Tabel 3. 3. Kategori Desain Seismik Berdasarkan Parameter Respons Percepatan pada Periode 1 Detik | 32 |
| Tabel 3. 4. Koefisien Situs (F_a)..... | 33 |
| Tabel 3. 5. Koefisien Situs (F_v) | 33 |
| Tabel 3. 6. Kategori Risiko | 34 |
| Tabel 3. 7. Faktor Keutamaan Gempa..... | 34 |
| Tabel 3. 8 Koefisien Susut Pascatarik (Post tension) | 45 |
| Tabel 4. 1. Resume Dimensi Kolom | 79 |
| Tabel 4. 2 Tahapan Penetrasi Tanah..... | 84 |
| Tabel 4. 3. Momen dalam pelat..... | 92 |
| Tabel 4. 4 Penulangan Pelat Lantai | 99 |
| Tabel 4. 5. Nilai akhir base reaction..... | 149 |
| Tabel 4. 6. Gaya geser dasar (V) pada masing-masing arah | 149 |
| Tabel 4. 7. Kontrol akhir base reaction | 149 |
| Tabel 4. 8. Kontrol akhir base reaction berdasarkan faktor skala | 150 |
| Tabel 4. 9. Jumlah respon ragam..... | 151 |
| Tabel 4. 10. Kontrol Simpangan Arah-X | 153 |
| Tabel 4. 11. Kontrol Simpangan Arah-Y | 153 |
| Tabel 4. 12. Joint displacement akibat beban spectra arah-x | 155 |

| | |
|--|-----|
| Tabel 4. 13. Resume kehilangan tegangan | 186 |
| Tabel 4. 14. Hasil Perhitungan Tulangan Balok B1 | 245 |
| Tabel 4. 15. Rekapitulasi Gaya Kolom Hasil Analisis Program | 248 |
| Tabel 4. 16 Reaksi Kolom AS 2-D..... | 273 |
| Tabel 4. 17. Jarak Tiang Pancang Kolom..... | 277 |
| Tabel 4. 18. Reaksi Kolom AS 2-D..... | 291 |
| Tabel 4. 19. Jarak Tiang Pancang Kolom..... | 295 |
| Tabel 4. 20. Tabel Hubungan antara Parameter Tanah | 308 |
| Tabel 4. 21. Konsistensi Tanah (Untuk Tanah Dominan Lanau dan Lempung)..... | 308 |
| Tabel 4. 22. Rekapitulasi Perhitungan σ_h | 309 |

BAB I

PENDAHULUAN

1.1 Latar Belakang

Bangunan Hotel Pesonna Pegadaian yang terletak di Jalan Benteng Surabaya pada awalnya di rencanakan memiliki 10 lantai termasuk lantai atap dan 1 lantai semi *basement*. Akan tetapi dalam tugas akhir ini akan dilakukan beberapa modifikasi pada denah dengan menambahkan enam lantai yang akan difungsikan sebagai kamar hotel, dua lantai yang akan difungsikan sebagai Hall atau ruang pertemuan dan 2 lantai basement yang akan difungsikan sebagai tempat parkir. Sehingga bangunan Hotel Pesonna Pegadaian ini direncanakan memiliki 20 lantai termasuk lantai atap dan lantai basement. Perencanaan bangunan Hotel Pesonna Pegadaian ini menggunakan beton bertulang konvensional pada keseluruhan struktur dan beton pratekan pada lantai 17 dan 18 yang akan difungsikan sebagai hall atau ruang pertemuan. Kebutuhan akan ruangan yang luas tanpa hambatan kolom pada bentangnya yang mencapai 13 meter diharapkan akan memberikan fleksibilitas yang lebih pada bangunan dalam pengaturan ruangan, yang mengutamakan aspek kenyamanan pengguna gedung. (Hasan, Nuralinah dan wijaya, 2015). Pada struktur dengan bentang yang panjang, struktur beton bertulang biasa tidak cukup untuk menahan tegangan lentur sehingga terjadi keretakan di daerah yang mempunyai tegangan lentur, geser, atau puntir yang tinggi (Budiadi, 2008). Hal inilah yang akan mendasari penggunaan balok pratekan pada bangunan Hotel Pesonna Pegadaian.

Salah satu sistem yang digunakan dalam perencanaan pembangunan suatu struktur gedung adalah Sistem Rangka Pemikul Momen. Sistem ini dapat digunakan untuk merencanakan sebuah struktur tahan gempa seperti pada daerah dengan kondisi gempa yang aktif. Sistem Rangka Pemikul Momen dibagi menjadi 3 jenis, yaitu: Sistem Rangka Pemikul Momen Biasa (SRPMB), Sistem Rangka Pemikul Momen Menengah (SRPMM) dan Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus (SRPMK). (Jusak Jan Sampakang dkk, 2013). Berdasarkan SNI 1726:2012 pasal 6 Wilayah Gempa dan Spektrum Respons, Sistem Rangka Pemikul Momen Biasa (SRPMB) dapat digunakan pada KDS A dan B, Sistem Rangka Pemikul Momen Menengah (SRPMM) dapat digunakan pada KDS A, B dan C serta Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus (SRPMK) dapat digunakan pada KDS A, B, C, D, E, dan F.

Bangunan Hotel Pesonna Pegadaian Surabaya terletak di wilayah Surabaya dengan kondisi tanah lunak yang dapat dimasukkan ke dalam daerah dengan KDS D sesuai dengan SNI 1726:2012 Tabel 6 dan Tabel 7. Sehingga dalam tugas akhir ini Bangunan Hotel Pesonna Pegadaian Surabaya akan direncanakan dengan menggunakan sistem rangka pemikul momen khusus (SRPMK) sesuai dengan ketentuan SNI 2847-2013 dan SNI 1726-2012 agar mampu memikul beban gempa dengan probabilitas keruntuhan bangunan 10% dalam 50 tahun.

1.2 Rumusan Masalah

1. Bagaimana merencanakan struktur beton pratekan pada bangunan Hotel Pesonna Pegadaian Surabaya.

2. Bagaimana merencanakan struktur Bangunan Hotel Pesonna Pegadaian dengan menggunakan Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus (SRPMK)
3. Bagaimana menggambar perhitungan struktur dalam bentuk gambar teknik.

1.3 Tujuan

1. Merencanakan perhitungan struktur beton pratekan pada Hotel Pesonna Pegadaian Surabaya.
2. Merencanakan perhitungan struktur, mulai dari struktur atas (plat, balok, dan kolom) hingga struktur bawah (*pilecap* dan tiang pancang), dari Bangunan Hotel Pesonna Pegadaian dengan Metode Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus (SRPMK).
3. Membuat gambar teknik sesuai laporan perhitungan struktur Bangunan Hotel Pesonna Pegadaian dengan Metode Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus (SRPMK).

1.4 Batasan Masalah

1. Analisis beban gempa dilakukan dengan metode respon spektrum berdasarkan peraturan gempa di Indonesia (SNI 1726–2012).
2. Perencanaan gedung ini tidak memperhitungkan segi arsitektural dan anggaran biaya.

1.5 Manfaat

1. Sebagai referensi dalam mendesain struktur bangunan gedung dengan menggunakan beton

pratekan dan perhitungan dengan metode Sistem Rangka Pemikul momen Khusus.

2. Sebagai bahan pertimbangan dalam mendesain bangunan gedung bagi instansi terkait.

BAB II

TINJAUAN PUSTAKA

2.1 Tinjauan Umum

Beton bertulang merupakan salah satu jenis konstruksi yang paling banyak digunakan karena mudah dalam mendapatkan material dan pelaksanaannya. Beton bertulang efektif digunakan pada konstruksi dengan bentang balok yang tidak terlalu panjang. Sedangkan untuk konstruksi balok dengan bentang yang panjang digunakan beton prategang dengan dimensi yang relatif lebih kecil.

Didalam perancangan suatu struktur harus selalu diperhatikan hal-hal sebagai berikut : 1). Dari segi kekuatan, struktur tersebut harus dapat diandalkan kekuatannya, 2). Dari segi estetika memenuhi syarat keindahan dan 3). Dari segi finansial struktur tersebut harus ekonomis. Apabila semua persyaratan diatas terpenuhi, maka dapat dikatakan bahwa struktur yang direncanakan memenuhi persyaratan teknis.

Untuk gedung yang menggunakan balok prategang, terdapat sebuah kendala dimana balok prategang biasanya memiliki sifat yang getas. Oleh karena itu diperlukan sebuah perencanaan khusus dalam mendesain balok prategang agar mencapai daktilitas yang memadai serta andal dalam menahan beban gempa. Cara untuk memenuhi syarat daktilitas itu adalah dengan menggunakan balok prategang parsial (Pangaribuan, 2012).

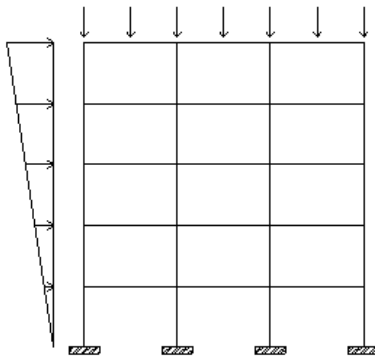
2.2 Spesifikasi Teknis

Spesifikasi yang digunakan dalam perancangan kembali struktur gedung ini dengan menggunakan sistem rangka pemikul momen Khusus (SRPMK) diambil berdasarkan spesifikasi teknis jenis tanah gedung yaitu tanah lunak, parameter respons spectral percepatan gempa serta

faktor keutamaan dan kategori resiko gedung. Kuat tekan beton yang digunakan dalam spesifikasi teknis adalah 35 MPa untuk kolom, 25 MPa untuk pelat dan balok lantai, 45 MPa untuk balok dan pelat atap. Tegangan leleh baja tulangan terbagi menjadi dua yaitu 420 MPa untuk tulangan utama serta 240 MPa untuk tulangan geser.

2.3 Sistem Rangka Pemikul Momen (SRPM)

Menurut SNI 03 1726 2002 sistem rangka pemikul momen merupakan sistem struktur yang pada dasarnya memiliki rangka ruang yang berfungsi untuk memikul beban gravitasi secara lengkap. Sedangkan beban lateral dipikul rangka pemikul momen terutama melalui mekanisme lentur. SRPM ini dibagi menjadi tiga jenis, yaitu : Sistem Rangka Pemikul Momen Biasa (SRPMB), Sistem rangka Pemikul Momen Menengah (SRPMM), dan Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus (SRPMK).



Gambar 2. 1. Sistem Rangka Pemikul Momen

Berdasarkan SNI 03-2847-2013, perencanaan pembangunan gedung bertingkat untuk daerah dengan resiko gempa tinggi menggunakan Sistem Rangka Pemikul

Momen Khusus (SRPMK). Struktur beton bertulang yang berada pada wilayah gempa dan resiko gempa kuat (kerusakan merupakan resiko utama), maka komponen struktur harus memenuhi syarat perencanaan dan pendetailan dari SNI 03-2847-2013 pasal 21.5.

Integritas struktur dalam rentang waktu perilaku in-elastik harus dipertahankan mengingat beban gempa nominal yang ditentukan oleh SNI 03-1726-2012 hanya merupakan sebagian dari beban gempa rencana. Karena itu, selisih energi beban gempa itu harus mampu disebar dan diserap oleh struktur yang bersangkutan dalam membentuk kemampuan berdeformasi secara in-elastik. Kemampuan ini yang disebut sebagai daktilitas struktur, diwujudkan dengan syarat detail yang diatur dalam SNI 03-2847-2013 pasal 21.5.

2.4 Beton Prategang

Beton prategang merupakan teknologi konstruksi beton yang mengkombinasikan antara beton berkekuatan tinggi dengan baja mutu tinggi dengan cara aktif. Beton prategang merupakan kombinasi yang ideal dari dua buah bahan modern yang berkekuatan tinggi. (Lin dan Burns, 1996).

2.4.1 Sistem Beton Prategang

Berikut ini adalah macam-macam sistem beton prategang,

- Ditinjau dari cara penarikan
Beton prategang pada dasarnya dibagi menjadi dua menurut cara penarikan (Nawy, 2001) yaitu:

1. *Pretension*

Sistem pemberian gaya prategang pada beton pratekan dengan menarik baja prategang

(tendon) terlebih dahulu sebelum dilakukannya pengecoran. Cara ini sering digunakan di laboratorium atau pabrik beton pracetak (Precast Prestressed Concrete) dimana terdapat lantai penahan tarikan yang tetap atau di lapangan dimana dinding penahan dapat dibuat secara ekonomis.

2. *Posttension*

sistem pemberian gaya prategang pada beton yang metodenya dilakukan dengan cara menarik baja prategang (tendon) setelah balok dicor dan mencapai sebagian besar dari kuat betonnya.

➤ Ditinjau dari keadaan distribusi tegangan pada beton

1. *Full prestressing*

Suatu sistem yang dibuat sedemikian rupa, sehingga tegangan yang terjadi adalah tekanan pada seluruh penampang. Hasil perhitungan tegangan dengan memakai teori kemungkinan menunjukkan bahwa pada penampang balok pratekan *sistem full prestressing* terdapat kemungkinan sebesar $\pm 50\%$ terjadi tegangan tarik pada serat terbawah, meskipun sudah didisain dengan konsep *full prestressing* (tidak ada tarik). Hal ini terjadi karena adanya variabilitas sifat-sifat baja dan beton serta beban yang bekerja, yang mengakibatkan nilai tegangan yang terjadi juga bervariasi. Dari hasil perhitungan juga didapatkan bahwa tegangan tarik yang terjadi ada kemungkinan sebesar $\pm 20\%$ akan melebihi tegangan tarik ijinnya. Tentu saja hal ini juga menunjukkan bahwa masih ada kemungkinan yang cukup besar akan terjadi retak

pada balok sistem *full prestressing*. Dari hasil diatas maka disarankan bahwa meskipun balok prategang telah didisain dengan sistem *full prestressing*, maka sebaiknya tetap diberi tulangan baja pasif pada daerah serat bawah untuk menghindari terjadinya retak (Darmawan, 2009).

2. *Partial prestressing*

Beton prategang parsial adalah beton dengan kombinasi strand prategang dan tulangan biasa. Sifat lentur balok beton prategang parsial sangat tergantung pada besarnya *Partial Prestressing Ratio* (PPR). PPR adalah rasio momen batas akibat strand prategang terhadap momen batas total penampang. Apabila PPR terlalu kecil maka balok beton berperilaku seperti balok beton bertulang, yaitu kekuatan rendah tetapi bersifat daktail sehingga menyebabkan retak permanen dan memungkinkan strand prategang berkarat. Sebaliknya bila PPR terlalu besar maka balok beton berperilaku seperti balok beton prategang penuh, yaitu kekuatan tinggi tetapi bersifat getas. Hasil penelitian menunjukkan bahwa pada batas PPR 40% - 70% balok mempunyai kekuatan yang tinggi tetapi masih bersifat daktail (Artiningsih, 2008).

2.4.2 Tahap Tahap Pembebanan

Pada struktur beton prategang, terdapat tahapan - tahapan pembebanan di mana sebuah komponen struktur dibebani. Berikut adalah tahapan – tahapannya (Sulendra dan Tatong, 2011):

1. Tahap Awal

Tahap dimana struktur diberi gaya prategang tetapi tidak dibebani oleh beban eksternal. Tahap ini terdiri dari :

a. Sebelum diberi gaya prategang

Sebelum beton diberi gaya prategang, beton cukup lemah dalam memikul beban; oleh karena itu harus dicegah agar tidak terjadi kehancuran pada perletakan.

b. Pada saat diberi gaya prategang

Merupakan percobaan yang kritis dari kekuatan tendon. Seringkali tegangan maksimum yang mungkin dialami oleh tendon terjadi pada saat penarikan.

c. Pada saat peralihan gaya prategang

Untuk komponen-komponen pratarik, peralihan gaya prategang dilakukan sekaligus dan dalam waktu yang singkat. Untuk komponen-komponen struktur pascatarik, peralihan seringkali secara bertahap, gaya prategang pada tendon-tendon dialihkan ke beton satu per satu. Pada kedua keadaan tersebut tidak ada gaya eksternal pada komponen struktur kecuali berat sendirinya.

d. Desentring dan Penarikan Kembali

Jika sebuah komponen struktur dicor dan diberi gaya prategang di tempat, maka pada umumnya komponen tersebut akan memikul sendiri selama atau sesudah diberi gaya prategang. Jadi bekisting dapat dibongkar setelah diberi gaya prategang, dan tidak ada pembebanan baru terjadi pada struktur. Beberapa struktur beton mengalami penarikan ulang; ini adalah sistem prategang dalam dua tahap atau lebih. Jadi tegangan-tegangan pada berbagai macam tahap penarikan harus terjadi.

2. Tahap Akhir

Tahap akhir ini adalah bila beban kerja yang sesungguhnya bekerja pada struktur. Seperti konstruksi-

konstruksi lain, pendesain harus mempertimbangkan berbagai macam kombinasi beban hidup pada setiap bagian yang berbeda dari struktur akibat beban-beban lateral seperti angin dan gaya-gaya gempa, dan dengan beban-beban tegangan seperti yang dihasilkan oleh penurunan pada tumpuan dan pengaruh temperatur. Untuk struktur beton prategang, terutama untuk jenis-jenis yang tidak umum, seringkali perlu untuk menyelidiki retak-retak dan beban batasnya, perilakunya akibat beban yang bekerja tetap (*sustained load*) selain akibat beban kerja.

a. Beban yang Bekerja Tetap (*Sustained Load*)

Lendutan ke atas atau ke bawah dari komponen struktur prategang akibat beban tetap yang sesungguhnya (sering hanya terdiri dari beban mati) seringkali merupakan faktor penentu dalam desain, karena pengaruh dalam rangkai akibat lentur akan memperbesar nilainya. Sehingga seringkali dikehendaki untuk membatasi besar lendutan akibat beban tetap.

b. Beban Kerja

Untuk mendesain akibat beban kerja haruslah ada pemeriksaan terhadap tegangan dan regangan yang berlebihan. Tidak perlu ada suatu jaminan atas kekuatan yang cukup untuk memikul beban yang berlebihan.

c. Beban Retak

Retak pada komponen beton prategang berarti perubahan yang mendadak pada tegangan retak dan tegangan geser. Hal ini seringkali merupakan ukuran bagi kekuatan lelah.

d. Beban Batas

Struktur yang didesain berdasarkan tegangan kerja mungkin tidak terlalu mempunyai angka keamanan yang cukup untuk kelebihan beban. Karena disyaratkan bahwa sebuah struktur memiliki kapasitas minimum tertentu, maka perlu ditentukan kekuatan batasnya (*ultimate strength*). Secara umum kekuatan batas dari sebuah struktur didefinisikan sebagai beban maksimum yang dapat dipikul secara hancur

2.4.3 Kehilangan Prategang

Kehilangan prategang adalah berkurangnya gaya prategang dalam tendon pada saat tertentu dibanding pada saat stressing. Reduksi gaya prategang dapat dikelompokkan ke dalam dua kategori, yaitu:

1. Kehilangan langsung

Kehilangan langsung adalah kehilangan gaya awal prategang sesaat setelah pemberian gaya prategang pada komponen balok prategang. Kehilangan secara langsung terdiri dari :

- a. Kehilangan akibat perpendekan elastis
- b. Kehilangan akibat pengankuran
- c. Kehilangan akibat gesekan (*Woble effect*)
- d. Kehilangan akibat kekangan kolom

2. Kehilangan yang bergantung pada waktu (kehilangan tidak langsung)

Kehilangan prategang yang bergantung pada waktu disebut sebagai kehilangan prategang secara tidak langsung hal ini dikarenakan hilangnya gaya awal yang ada terjadi secara bertahap dan dalam waktu yang relatif lama (tidak secara langsung seketika saat

jacking), adapun macam kehilangan tidak langsung adalah sebagai berikut:

- a. Kehilangan akibat susut
- b. Kehilangan akibat rangkai
- c. Kehilangan akibat relaksasi baja

Berikut ini penjelasan dari masing - masing kehilangan prategang :

Kehilangan Prategang Langsung:

a. Kehilangan Akibat Perpendekan Elastis

Akibat gaya jacking yang terjadi oleh tendon prategang maka beton akan mengalami perpendekan elastis (karena tekanan gaya prestress yang cukup besar), struktur balok akan memendek dan kabel juga ikut mengalami perpendekan yang menyebabkan berkurangnya gaya prategang awal. Namun pada konstruksi pascatarik dengan satu tendon saja kehilangan akibat elastisitas beton sangatlah kecil dan cenderung diabaikan, karena penarikan kabel hanya terjadi satu kali dan tidak ada tendon awal yang mengalami perpendekan dan kehilangan akibat tarikan tendon terakhir (Nawy, 2000).

b. Kehilangan Akibat *Woble Efek* dan gesekan

Kehilangan prategang akibat gesekan terjadi di antara tendon dan bahan bahan disekelilingnya. Besarnya kehilangan ini merupakan fungsi dari alinyemen tendon yang disebut sebagai efek kelengkungan dan deviasi lokal dalam aliyemen yang disebut efek tendon yang biasa disebut sebagai *woble effect*. Pada saat tendon ditarik dengan gaya F_o di ujung pendongkrakan, maka tendon tersebut akan mengalami

gesekan sehingga tegangan pada tendon akan bervariasi dari bidang pendongkrakan ke jarak L di sepanjang bentang. Sedangkan, efek *Wobble* mengakibatkan gesekan antara beton dan tendon baja yang dapat menyebabkan kehilangan oleh ketidaksempurnaan dalam alinyemen di sepanjang tendon (Nawy, 2000).

c. Kehilangan Akibat Slip Angkur

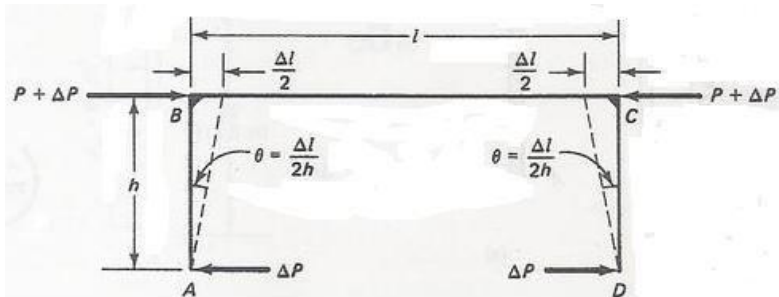
Kehilangan ini terjadi pada saat tendon ditarik sampai nilai gaya prategang penuh kemudian dongkrak dilepas sehingga gaya prategang teralihkan ke angkur. Pada metode pascatarik setelah pemberian gaya prategang dan dongkrak dilepas gaya *jacking* dialihkan ke angkur. Perlengkapan dalam angkur yang mengalami tegangan pada saat peralihan cenderung mengalami deformasi, sehingga tendon dapat tergelincir sedikit (Nawy, 2000).

d. Kehilangan Prategang Akibat Kekangan Kolom

Konstruksi beton prategang dengan desain cor monolit perlu diperhitungkan kehilangan prategang akibat kekangan kolom. Hal ini dapat terjadi karena saat dilakukan jacking beton terkekang oleh kekakuan kolom, gaya perlawanan yang diberikan oleh kolom menahan reaksi perpendekan beton akibat gaya jacking yang terjadi. Gaya perlawanan kolom ini menyebabkan berkurangnya gaya prategang karena sebagian gaya prategang digunakan untuk mengatasi perlawanan gaya kolom.

Semakin kaku komponen kolom yang mengekang balok prategang maka semakin besar gaya prategang yang hilang untuk melawan kolom agar mengikuti lenturan balok akibat gaya jacking hal ini juga menyebabkan semakin besarnya momen yang diterima kolom sebagai kontribusi dari jacking yang

terjadi, demikian pula jika kolom didisain tidak kaku maka semakin kecil gaya kehilangan prategang balok akibat kekangan dan semakin kecil momen yang diterima kolom akibat gaya jacking yang terjadi (Nawy, 2000).



Gambar 2. 2. Skema Kehilangan Akibat Kekakuan Kolom

Kehilangan Prategang Tidak Langsung:

a. Kehilangan Prategang Akibat Relaksasi Baja

Tendon low relaxation mengalami kehilangan pada gaya prategang sebagai akibat dari perpanjangan konstan terhadap waktu dengan kehilangan yang lebih kecil dibanding dengan tendon strand relieved. Besarnya pengurangan gaya prategang tidak hanya pada durasi gaya prategang yang ditahan, melainkan juga pada ratio antara prategang awal dan tegangan leleh tendon prategang $\frac{f_{ci}}{f_{py}}$

dimana f_{ci} adalah tegangan prategang awal setelah jacking dan kehilangan langsung dengan nilai yang sesuai dengan tegangan ijin tendon, sedangkan nilai $f_{py} = 0.9 f_{pu}$ untuk tendon low relaxation (Nawy Edward, 2001). Jika nilai ratio tegangan antara prategang awal dengan tegangan leleh tendon prategang kurang dari 0.55 maka kehilangan

akibat relaksasi baja sangat terjadi bahkan tidak terjadi kehilangan akibat relaksasi baja.

b. Kehilangan Prategag Akibat Rangkak (*Creep*)

Rangkak Merupakan deformasi lateral akibat tegangan longitudinal yang dapat menyebabkan hilangnya sebagian gaya prategang. Tegangan tersebut hanya terjadi akibat beban yang terus – menerus selama riwayat pembebanan elemen beton prategang, rangkak dianggap terjadi dengan beban mati permanen yang ditambahkan pada komponen struktur setelah dilakukan gaya jacking prategang. Karena pada pelaksanaannya dilakukan grouting (Nawy, 2000).

c. Kehilangan Prategang Akibat Susut (*Shrinkage*)

Susut pada beton adalah regangan yang terjadi akibat penguapan air yang bergantung pada kelembapan, ukuran bentuk penampang dan waktu. Kehilangan prategang akibat susut untuk komponen struktur pascatarik bernilai lebih kecil karena sebagian susut telah terjadi sebelum pemberian gaya prategang.

Rangkak, susut dan relaksasi baja prategang akan memberikan tambahan lendutan yang terjadi akibat lendutan seketika sejalan dengan bertambahnya waktu serta akan menyebabkan kehilangan gaya prategang. Pertambahan lendutan akibat rangkak dan susut ini akan tergantung dari besarnya koefisien rangkak dan regangan susut yang terjadi, sedangkan besarnya koefisien rangkak dan regangan susut sangat dipengaruhi oleh kelembaban relatif, perawatan beton, umur beton pada saat di bebani, rasio Antara volume-keliling penampang, slump beton, kadar agregat dan kadar udara (Sutarja, 2006).

2.5 Struktur Bawah

Tanah adalah akumulasi partikel mineral yang tidak mempunyai atau lemah ikatan antarpartikelnya, yang

terbentuk karena pelapukan batuan (Craig, 1987). Tanah selalu mempunyai peranan penting pada suatu lokasi pekerjaan konstruksi. Mengingat hampir semua bangunan dibuat diatas atau dibawah tanah, maka perencanaan struktur bawah suatu konstruksi bangunan harus direncanakan dengan tepat dan akurat untuk dapat menjaga kestabilan konstruksi yang ditahan. Struktur bawah adalah seluruh bagian struktur gedung atau bangunan yang berada di bawah permukaan tanah, dapat berupa *basement* dan/atau sistem pondasi.

Struktur bawah memikul beban dari struktur atas sehingga struktur bawah tidak boleh gagal lebih dahulu dari struktur atas. Dalam merencanakan struktur bawah dibutuhkan data – data mengenai karakteristik tanah tempat bangunan tersebut berada dan beban struktur yang bekerja diatas struktur bawah yang direncanakan. Beban struktur yang bekerja tergantung dari jenis material yang digunakan, jumlah tingkat bangunan, jenis – jenis beban yang bekerja pada struktur bangunan tersebut, dan lain – lain.

Hasil dari penyelidikan tanah yang dilaporkan oleh *soil engineer* antara lain :

- a. Kondisi tanah dasar yang menjelaskan jenis lapisan tanah pada beberapa lapisan kedalaman.
- b. Analisa daya dukung tanah.
- c. Besar nilai SPT (*Standart Penetration Test*) dari beberapa titik bor.
- d. Besar tahanan ujung konus dan jumlah hambatan perekat dai beberapa titik sondir.
- e. Hasil tes labolatorium tanah untuk mengetahui berat jenis tanah, dan lain – lain.
- f. Analisa daya dukung tiang pondasi berdasarkan data – data tanah (apabila menggunakan pondasi tiang)

2.5.1 Basement

Basement adalah struktur bagian bawah bangunan yang berhubungan langsung dengan tanah dan dinding pada basement berfungsi menahan tekanan tanah lateral . Bila suatu dinding tidak bergerak membatasi suatu massa tanah, maka massa tanah tersebut akan berada pada suatu keadaan keseimbangan elastis (*elastic equilibrium*), rasio antara tekanan arah vertikal dan horizontal dinamakan koefisien tekanan tanah dalam keadaan diam (k_0)

Perencanaan struktur dinding basement direncanakan menggunakan plat beton. Dalam perencanaan struktur dinding basement yang mampu memikul beban vertical dan lateral dapat dilakukan dengan mengikuti diagram alir dan langkah – langkah dalam merencanakan dinding basement dengan plat beton antara lain :

1. Menentukan beban – beban yang akan bekerja pada dinding basement.
2. Perencanaan kedalaman dinding basement dengan metode *free-earth* support
3. Preliminary desain dinding basement
4. Penulangan dan desain dinding basement

2.5.2 Pondasi

Pondasi adalah struktur bagian bawah bangunan yang berhubungan langsung dengan tanah dan suatu bagian dari konstruksi yang berfungsi menahan gaya beban diatasnya. Pondasi dibuat menjadi satu kesatuan dasar bangunan yang kuat yang terdapat dibawah konstruksi. Pondasi dapat didefinisikan sebagai bagian paling bawah dari suatu konstruksi yang kuat dan stabil (*solid*).

Dalam perencanaan pondasi untuk suatu struktur dapat digunakan beberapa macam tipe pondasi. Pemilihan pondasi berdasarkan fungsi bangunan atas (*upper structure*)

yang akan dipikul oleh pondasi tersebut, besarnya beban dan beratnya bangunan atas, keadaan tanah dimana bangunan tersebut didirikan dan berdasarkan tinjauan dari segi ekonomi.

Semua konstruksi yang direncanakan, keberadaan pondasi sangat penting mengingat pondasi merupakan bagian terbawah dari bangunan yang berfungsi mendukung bangunan serta seluruh beban bangunan tersebut dan meneruskan beban bangunan itu, baik beban mati, beban hidup dan beban gempa ke tanah atau batuan yang berada dibawahnya. Bentuk pondasi tergantung dari macam bangunan yang akan dibangun dan keadaan tanah tempat pondasi tersebut akan diletakkan, biasanya pondasi diletakkan pada tanah yang keras.

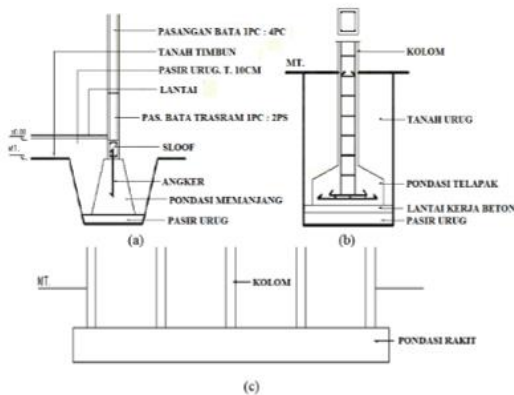
Pondasi bangunan biasanya dibedakan atas dua bagian yaitu pondasi dangkal (*shallow foundation*) dan pondasi dalam (*deep foundation*), tergantung dari letak tanah kerasnya dan perbandingan kedalaman dengan lebar pondasi. Pondasi dangkal kedalamannya kurang atau sama dengan lebar pondasi ($D \leq B$) dan dapat digunakan jika lapisan tanah kerasnya terletak dekat dengan permukaan tanah. Sedangkan pondasi dalam digunakan jika lapisan tanah keras berada jauh dari permukaan tanah (Pratama, 2015).

Pondasi dapat digolongkan berdasarkan kemungkinan besar beban yang harus dipikul oleh pondasi :

1. Pondasi dangkal

Menurut Pratama (2015) pondasi dangkal disebut juga pondasi langsung, pondasi ini digunakan apabila lapisan tanah pada dasar pondasi yang mampu mendukung beban yang dilimpahkan terletak tidak dalam (berada relatif dekat dengan permukaan tanah). Beberapa contoh pondasi dangkal adalah sebagai berikut:

- a. Pondasi telapak
Pondasi yang berdiri sendiri dalam mendukung kolom atau pondasi yang mendukung bangunan secara langsung pada tanah bilamana terdapat lapisan tanah yang cukup tebal dengan kualitas baik yang mampu mendukung bangunan itu pada permukaan tanah atau sedikit dibawah permukaan tanah. (Gambar 2.3a)
- b. Pondasi memanjang
Pondasi yang digunakan untuk mendukung sederetan kolom yang berjarak dekat sehingga bila dipakai pondasi telapak sisinya akan terhimpit satu sama lainnya. (Gambar 2.3b)
- c. Pondasi rakit (raft foundation)
Pondasi yang digunakan untuk mendukung bangunan yang terletak pada tanah lunak atau digunakan bila susunan kolom- kolom jaraknya sedemikian dekat disemua arahnya, sehingga bila menggunakan pondasi telapak, sisi- sisinya berhimpit satu sama lainnya. (Gambar 2.3c)



Gambar 2. 3. Jenis Pondasi Dangkal

Sumber : Pratama (2015).

2. Pondasi dalam

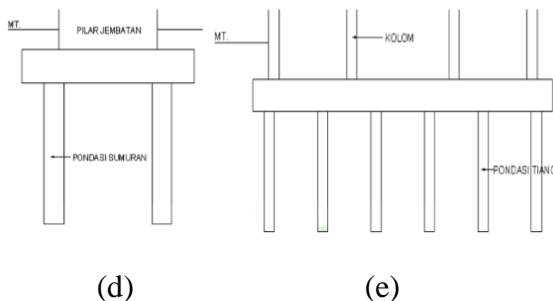
Menurut Pratama (2015) pondasi dalam adalah pondasi yang meneruskan beban bangunan ke tanah keras atau batu yang terletak jauh dari permukaan, seperti :

a. Pondasi sumuran (*pier foundation*)

Pondasi sumuran merupakan pondasi peralihan antara pondasi dangkal dan pondasi tiang, digunakan bila tanah dasar yang kuat terletak pada kedalaman yang relatif dalam, dimana pondasi sumuran nilai kedalaman (D_f) dibagi lebar (B) lebih kecil atau sama dengan 4, sedangkan pondasi dangkal $D_f/B \leq 1$ seperti pada gambar Gambar 2.4d.

b. Pondasi tiang (*pile foundation*)

Pondasi tiang digunakan bila tanah pondasi pada kedalaman yang normal tidak mampu mendukung bebannya dan tanah kerasnya terletak pada kedalaman yang sangat dalam. Pondasi tiang umumnya berdiameter lebih kecil dan lebih panjang dibanding dengan pondasi sumuran seperti pada gambar Gambar 2.4e.



Gambar 2. 4. Jenis Pondasi Dalam

Sumber : Pratama (2015).

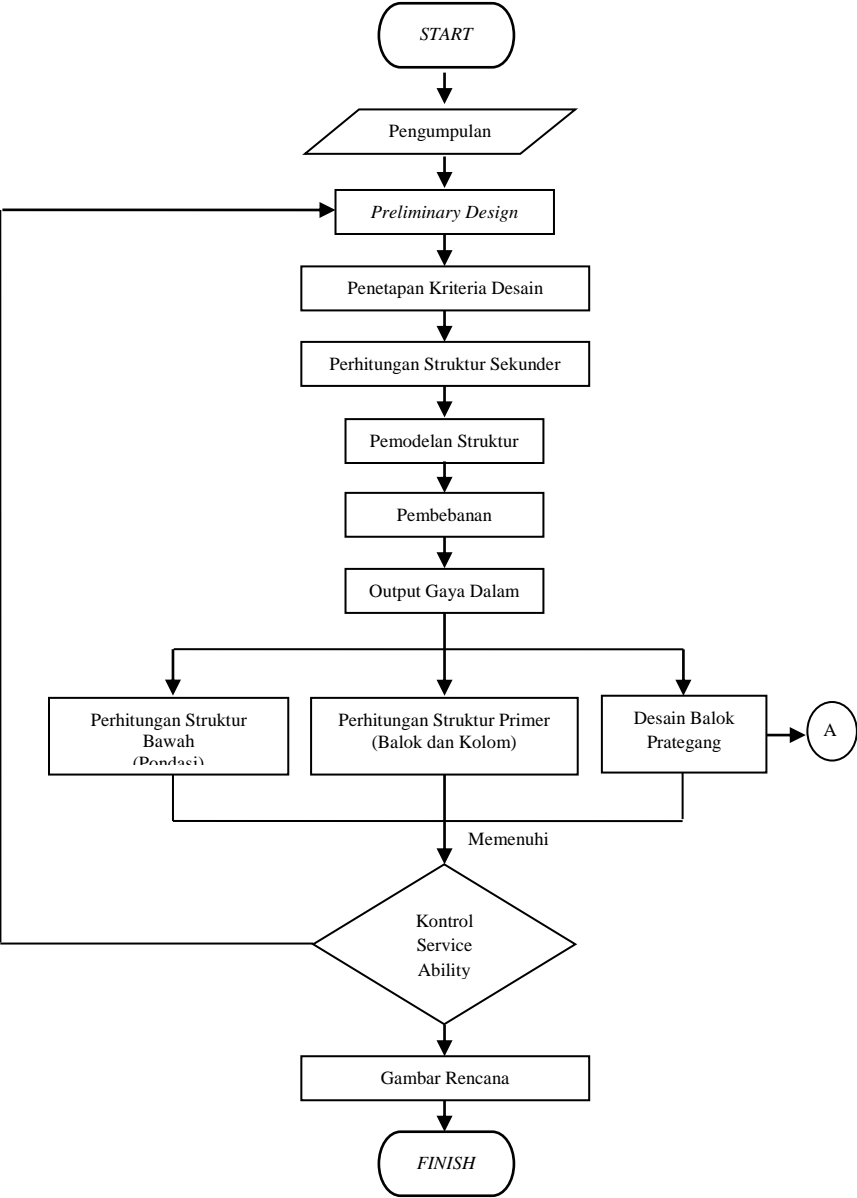
“Halaman ini sengaja dikosongkan”

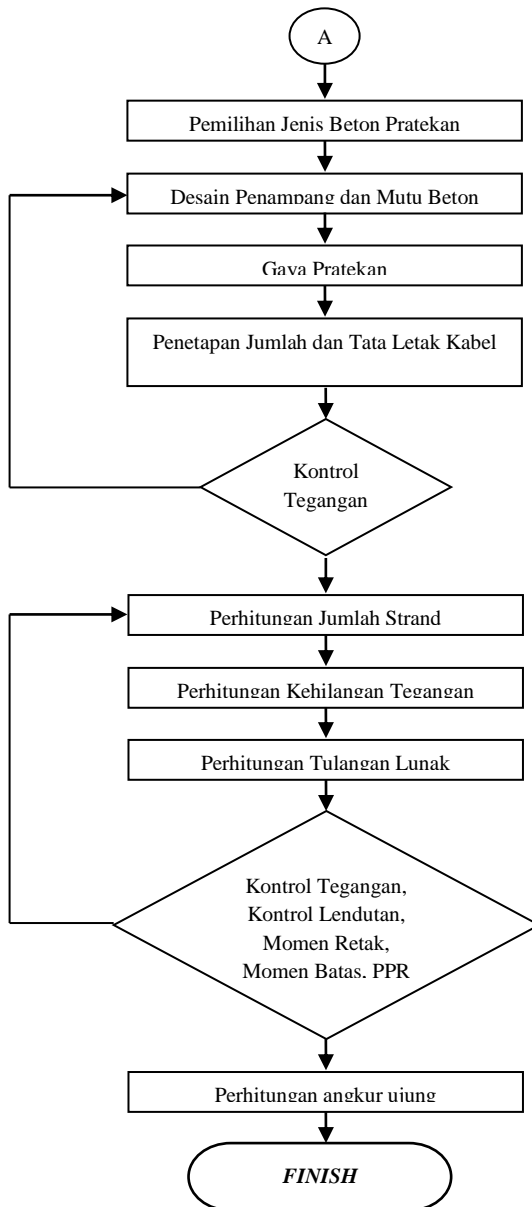
BAB III

METODOLOGI

3.1 Digram Alir Perencanaan Bangunan Hotel Pesonna Pegadaian Surabaya

Prosedur pengerjaan untuk menyelesaikan perencanaan bangunan Hotel Pesonna Pegadaian Surabaya ini adalah sebagai berikut:





Gambar 3. 1 Diagram Alir Metodologi Perencanaan

3.2 Pengumpulan Data

Data-data umum dari gedung adalah :

- | | | | |
|----------------------------|---|----------------------|---------|
| a. Nama Gedung | : | Hotel | Pesonna |
| Pegadaian Surabaya | | | |
| b. Fungsi | : | Hotel | |
| c. Jumlah Lantai | : | 18 Lantai + 2 Lantai | |
| Basement | | | |
| d. Material Struktur Utama | : | Beton Bertulang | |
| e. Struktur Pondasi | : | Tiang Pancang | |
| f. Mutu Beton | : | 30 Mpa | |
| g. Lebar Bangunan | : | 13 Meter | |
| h. Tinggi Bangunan | : | 64 Meter | |

3.3 Preliminary Design

Preliminary desain adalah suatu tahapan analisa untuk memperkirakan dimensi-dimensi struktur awal yang selanjutnya akan dilakukan perhitungan dengan bantuan aplikasi komputer untuk memperoleh dimensi yang efisien dan kuat. Dimensi-dimensi yang akan dilakukan preliminari desain antara lain yaitu balok, kolom, dan pelat, dimana preliminary desain dilakukan mengacu pada peraturan SNI 2847-2013.

3.3.1 Preliminary Balok

Berdasarkan SNI 2847-2013 Pasal 9.5.3.1 dalam menentukan dimensi awal balok dapat dilakukan dengan mengikuti langkah-langkah berikut:

1. Menentukan data desain, meliputi:
 - Panjang balok
 - Data properties material
2. Rencanakan tinggi balok (h) dengan ketentuan yang diatur dalam tabel 9.5.a SNI 2847-2013

- Untuk nilai dimensi (h) pada balok dapat ditentukan sebagai berikut

a. Dimensi h pada balok induk

$$H \geq \frac{1}{16} \times l \left(0,4 + \frac{f_y}{700} \right)$$

Jika f_y selain 420 Mpa

b. Dimensi h pada balok anak

$$H \geq \frac{1}{21} \times l \left(0,4 + \frac{f_y}{700} \right)$$

Jika f_y selain 420 Mpa

Keterangan :

- b = lebar balok (mm)
- h = tinggi balok (mm)
- L = panjang balok (mm)
- F_y = tegangan leleh baja (Mpa)

3. Rencanakan lebar balok (b) adalah $2/3$ h.

3.3.2 Preliminary Pelat Lantai

Berdasarkan SNI 2847-2013 Pasal 9.5.3.2 dalam menentukan dimensi awal pelat lantai dapat dilakukan dengan mengikuti langkah-langkah berikut:

1. Menentukan data desain, meliputi:
 - Bentang bersih sumbu panjang (L_y) dan pendek (L_x)
 - Menentukan pelat satu atau dua arah
 - Dimensi balok yang menjepitnya
2. Menentukan lebar sayap efektif dari balok T (b_e)
3. Menghitung α_m
 - Apabila $\frac{L_y}{L_x} < 2$, maka termasuk pelat dua arah

- Tipe pelat diasumsikan jepit penuh pada setiap sisi-sisinya. Asumsi ini dikarenakan kondisi jepit penuh pada semua sisi plat mengakibatkan momen yang timbul sebagian besar ke daerah tumpuan
- Pelat dua arah atau konstruksi dua arah non prategang diatur pada SNI 2847-2013 pasal 9.5.3
- Tebal minimum dengan balok yang menghubungkan tumpuan pada semua sisinya harus memenuhi ketentuan sebagai berikut sesuai SNI 2847-2013.
 - a. Untuk α_m yang sama atau lebih kecil dari 0,2 harus menggunakan pasal 9.5.3.2, dimana tebal minimum pelat tanpa balok interior yang menghubungkan tumpuan-tumpuannya dan mempunyai rasio bentang panjang terhadap bentang pendek yang tidak lebih dari dua, harus memenuhi tabel 9.5(c) dan tidak boleh kurang dari nilai berikut :
 1. Pelat tanpa penebalan $> 125 \text{ mm}$
 2. Pelat dengan penebalan $> 100 \text{ mm}$
 - b. Untuk α_m lebih besar dari 0,2 tapi tidak lebih dari 2, ketebalan pelat minimum harus memenuhi persamaan berikut sesuai SNI 2847-2013.

$$h = \frac{\ln \left(0,8 + \frac{f_y}{1400} \right)}{36 + 5\beta (\alpha_m - 0,2)}$$

dan tidak boleh kurang dari 125 mm

- c. Untuk α_m lebih besar dari 2, ketebalan pelat minimum tidak boleh kurang dari persamaan berikut sesuai SNI 2847-2013.

$$h = \frac{\ln \left(0,8 + \frac{f_y}{1400} \right)}{36 + 9\beta}$$

dan tidak boleh kurang dari 90 mm

Dimana :

l_n = Panjang bentang bersih pada arah memanjang dari konstruksi dua arah, yang diukur dari muka kemuka tumpuan pada pelat tanpa balok

f_y = Tegangan leleh

β = Rasio bentang berih dalam arah memanjang terhadap arah memendek dari pelat

α_m = Nilai rata – rata dari α untuk sebuah balok pada tepi dari semua panel

α = Rasio kekakuan lentur penampang balok terhadap kekakuan lentur dari pelat dengan lebar yang dibatasi secara lateral oleh garis panel yang bersebelahan pada tiap sisi balok

$$\alpha_1 = \frac{E_{cb} \cdot I_b}{E_{cs} \cdot I_s} > 1,0$$

E_c = modulus elastisitas beton

E_{cs} = modulus elastisitas pelat beton

I_b = momen inersia terhadap sumbu titik pusat penampang bruto balok

I_s = momen inersia terhadap sumbu titik pusat penampang bruto pelat

Apabila $E_{cb} = E_{cs}$; maka $\alpha = \frac{I_b}{I_s}$

- Pada tepi yang tidak menerus, balok tepi harus mempunyai rasio kekakuan α_l tidak kurang dari 0,8 atau sebagai alternatif ketebalan minimum yang ditentukan persamaan 9.12 dan 9.13 harus dinaikkan paling tidak 10% pada panel dengan tepi yang tidak menerus sesuai SNI 2847-2013.

3.3.3 Preliminary Kolom

Dalam menentukan dimensi awal kolom, dapat dilakukan dengan mengikuti langkah-langkah berikut:

- 1) Kolom yang akan dianalisis dipilih berdasarkan yang memikul beban terbesar lalu menentukan data desain yang meliputi:
 - Tebal pelat yang menumpu
 - Dimensi balok yang menumpu kolom
 - Mutu beton yang digunakan (f_c)
- 2) Mendefinisikan beban-beban yang akan menumpu pada kolom.
- 3) Menghitung A_{perlu} dengan menggunakan pers berikut:

$$A = \frac{P}{\phi \times f'_c}$$

Keterangan:

A = Luas kolom yang dibutuhkan (mm^2)

P = Total beban yang menumpu kolom

ϕ = faktor reduksi (0,3)

Cek dimensi kolom dengan $h = b$ lebih besar dari 300 mm serta rasio b dan h lebih besar dari 0,4.

3.3.4 Preliminary Tangga

Dalam menentukan dimensi awal tangga, dapat dilakukan dengan mengikuti langkah-langkah berikut:

1. Menentukan data perencanaan, seperti:
 - Elevasi tangga
 - Tinggi antara lantai dengan plat bordes
2. Merencanakan lebar anak tangga (i) dan tinggi anak tangga (t)

3. Menghitung jumlah tahanan dan injakan
4. Kontrol batasan α , yaitu $25^\circ \leq \alpha \leq 40^\circ$
5. Menentukan tebal efektif plat dan bordes tangga

3.4 Penetapan Kriteria Desain

Sistem struktur yang digunakan untuk tugas akhir ini dipilih berdasarkan data gedung yang didapatkan dan dianalisa sesuai dengan persyaratan yang terdapat pada SNI 1726-2012 dengan langkah-langkah sebagai berikut:

1. Perhitungan ini menggunakan data tanah SPT kemudian dilakukan perhitungan nilai SPT rata – rata (\bar{N}_{SPT}) sesuai SNI 1726-2012.

$$\bar{N} = \frac{\sum_{i=1}^n di}{\sum_{i=1}^n \frac{di}{ni}}$$

2. Dari nilai \bar{N}_{SPT} dapat ditentukan Kelas Situs Tanah dengan tabel berikut sesuai SNI 1726-2012.

Tabel 3. 1. Klasifikasi Situs

| Kelas Situs | \bar{v}_s (m/detik) | \bar{N} atau \bar{N}_{ch} | \bar{s}_u (kPa) |
|---|--|-------------------------------|-------------------|
| SA (batuan keras) | >1500 | N/A | N/A |
| SB (batuan) | 750 sampai 1500 | N/A | N/A |
| SC (tanah keras, sangat padat dan batuan lunak) | 350 sampai 750 | >50 | ≥ 100 |
| SD (Tanah Sedang) | 175 sampai 350 | 15 sampai 50 | 50 sampai 100 |
| SE (Tanah Lunak) | <175 | <15 | <50 |
| | Atau setiap profil tanah yang mengandung lebih dari 3 m tanah dengan karakteristik sebagai berikut : | | |

| | |
|---|---|
| | 1. Indeks plastisitas, $PI > 20$, 2. Kadar air, $w \geq 40\%$, 3. Kuat geser niralarir $\bar{s}_u < 25$ kPa |
| SF (tanah khusus, yang membutuhkan investigasi geoteknik spesifik dan analisis respon spesifik – situs yang mengikuti 6.10.1) | Setiap profil lapisan tanah yang memiliki salah satu atau lebih dari karakteristik berikut: - Rawan dan berpotensi gagal atau runtuh akibat beban gempa seperti mudah likuifaksi, lempung sangat sensitif, tanah tersementasi lemah - Lempung sangat organik dan/atau gambut (ketebalan $H > 3$ m) - Lempung berplastisitas sangat tinggi (ketebalan $H > 7,5$ m dengan Indeks Plastisitas $PI > 75$) - Lapisan lempung lunak/setengah teguh dengan ketebalan $H > 35$ m dengan $\bar{s}_u < 50$ kPa |

Catatan : N/A = tidak dapat dipakai

- Setelah mengetahui Kelas Situs Tanah, kemudian mencari KDS untuk lokasi bangunan tersebut sesuai SNI 1726-2012.

Tabel 3. 2. . Kategori Desain Seismik Berdasarkan Parameter Respons Percepatan pada Periode Pendek

| Nilai SDS | Kategori risiko | |
|----------------------------|--------------------|----|
| | I atau II atau III | IV |
| $SDS < 0,167$ | A | A |
| $0,167 \leq SDS \leq 0,33$ | B | C |
| $0,33 \leq SDS \leq 0,50$ | C | D |
| $0,33 \leq SDS$ | D | D |

Tabel 3. 3. Kategori Desain Seismik Berdasarkan Parameter Respons Percepatan pada Periode 1 Detik

| Nilai SDS | Kategori risiko | |
|-------------|--------------------|----|
| | I atau II atau III | IV |

| | III | |
|-----------------------------|-----|---|
| $SDI < 0,167$ | A | A |
| $0,167 \leq SDI \leq 0,133$ | B | C |
| $0,133 \leq SDI \leq 0,20$ | C | D |
| $0,20 \leq SDI$ | D | D |

4. Setelah mengetahui Kelas Situs Tanah, kemudian mencari nilai S_s dan S_1 berdasarkan PETA HAZARD GEMPA INDONESIA 2010.
5. Menentukan Koefisien Situs Periode 0,2 detik (F_a) dan Koefisien Situs Periode 1 detik (F_v) berdasarkan tabel berikut sesuai SNI 1726-2012.

Tabel 3. 4. Koefisien Situs (F_a)

| Kelas Situs | Parameter respons spektral percepatan gempa (MCE_R) terpetakan pada periode pendek, $T = 0,2$ detik, S_s | | | | |
|-------------|--|-------------|--------------|-------------|-----------------|
| | $S_s \leq 0,25$ | $S_s = 0,5$ | $S_s = 0,75$ | $S_s = 1,0$ | $S_s \geq 1,25$ |
| SA | 0,8 | 0,8 | 0,8 | 0,8 | 0,8 |
| SB | 1,0 | 1,0 | 1,0 | 1,0 | 1,0 |
| SC | 1,2 | 1,2 | 1,1 | 1,0 | 1,0 |
| SD | 1,6 | 1,4 | 1,2 | 1,1 | 1,0 |
| SE | 2,5 | 1,7 | 1,2 | 0,9 | 0,9 |
| SF | SS^b | | | | |

Tabel 3. 5. Koefisien Situs (F_v)

| Kelas Situs | Parameter respons spektral percepatan gempa (MCE_R) terpetakan pada periode pendek, $T = 1$ detik, S_1 | | | | |
|-------------|--|-------------|--------------|-------------|-----------------|
| | $S_1 \leq 0,25$ | $S_1 = 0,5$ | $S_1 = 0,75$ | $S_1 = 1,0$ | $S_1 \geq 1,25$ |
| SA | 0,8 | 0,8 | 0,8 | 0,8 | 0,8 |
| SB | 1,0 | 1,0 | 1,0 | 1,0 | 1,0 |

| | | | | | |
|----|-----------------|-----|-----|-----|-----|
| SC | 1,7 | 1,6 | 1,5 | 1,4 | 1,3 |
| SD | 2,4 | 2 | 1,8 | 1,6 | 1,5 |
| SE | 3,5 | 3,2 | 2,8 | 2,4 | 2,4 |
| SF | SS ^b | | | | |

6. Menentukan Parameter spektrum respons percepatan pada perioda 0,2 detik (S_{MS}) sesuai SNI 1726-2012.

$$S_{MS} = F_a \times S_s$$

7. Menentukan Parameter spektrum respons percepatan pada perioda 1 detik (S_{M1}) sesuai SNI 1726-2012.

$$S_{M1} = F_v \times S_1$$

8. Menentukan Kategori Resiko dan Faktor Keutamaan Gempa (I) struktur bangunan sesuai SNI 1726-2012

Tabel 3. 6. Kategori Risiko

| Jenis Pemanfaatan | Kategori Risiko |
|--|-----------------|
| Semua gedung dan struktur lain, kecuali yang termasuk dalam kategori risiko I,III,IV, termasuk, tapi tidak dibatasi untuk: - Perumahan ; rumah toko dan rumah kantor - Pasar - Gedung perkantoran - Gedung apartemen/ rumah susun - Pusat perbelanjaan/ mall - Bangunan industri - Fasilitas manufaktur - Pabrik | II |

Tabel 3. 7. Faktor Keutamaan Gempa

| Kategori Risiko | Faktor Keutamaan Gempa (I) |
|-----------------|--------------------------------|
| III | 1,0 |

9. Menentukan Kategori Desain Seismik.
10. Menentukan Sistem Penahan Gempa.

3.5 Pemodelan Struktur

Pemodelan struktur untuk gedung yang ditinjau ini, menggunakan sistem rangka pemikul momen dengan dinding geser yang di modelkan dalam bentuk 3 dimensi menggunakan bantuan program SAP2000.

3.6 Pembebanan

Penentuan dan penggunaan beban yang sesuai dengan peraturan *ASCE 07-05* dan SNI 1727-2013 :

1. Beban mati

Tahapan pembebanan dalam mendesain struktur gedung ini dimaksudkan untuk mendefinisikan nilai beban-beban yang akan dipikul oleh struktur berdasarkan pada SNI 1727-2013.

2. Beban hidup

Berdasarkan SNI 1727-2013 Tabel 4-1, beban hidup Gedung Hotel harus diambil paling sedikit sebesar $1,92 \text{ kN/m}^2$. Sedangkan untuk beban hidup pada atap harus diambil paling sedikit sebesar $0,96 \text{ kN/m}^2$.

3. Beban Gempa

Berdasarkan SNI 1726-2012 untuk bangunan gedung yang memiliki tinggi lebih dari 40 m atau 10 lantai maka termasuk kategori gedung tidak beraturan dimana Analisis beban gempa harus dilakukan berdasarkan respon dinamik terhadap pembebanan gempa nominal akibat pengaruh gempa rencana, yang dapat dilakukan dengan metoda analisis respon spektrum sebagaimana yang ditentukan pada SNI 1726-2012.

4. Kombinasi Pembebanan

Kombinasi pembebanan diambil berdasarkan SNI 2847-2013 yaitu :

- $U=1,4D$
- $U=1,2D+1,6L+0,5(Lr \text{ atau } R)$
- $U=1,2D+1,6(Lr \text{ atau } R)+(L \text{ atau } 0,5W)$
- $U=1,2D+W+L+0,5(Lr \text{ atau } R)$
- $U=1,2D+E+L$
- $U=0,9D+W$
- $U=0,9D+E$

3.7 Perhitungan Struktur Atas

Penulangan dihitung berdasarkan SNI 2847–2013 dengan memperhatikan standar penulangan – penulangan serta menggunakan data – data yang diperoleh dari *output* SAP 2000. Perhitungan penulangan dilakukan pada struktur atas dan struktur bawah. Struktur atas dibagi menjadi dua, yakni struktur sekunder dan struktur primer. Penulangan pada struktur atas yakni: plat, tangga, balok dan kolom. Dan juga pada struktur bawah yakni, poer dan pondasi (Gambar 3.8).

- a. Dari *output* SAP 2000 diperoleh gaya geser, momen lentur, torsi dan gaya aksial
- b. Perhitungan kebutuhan tulangan
- c. Kontrol kemampuan dan cek persyaratan

3.7.1 Perencanaan Pelat Lantai

1) Properties

Dalam tahap ini adalah penentuan properties yang akan digunakan dalam perhitungan penulangan plat, diantaranya seperti BJ beton, f_c' , f_y lentur, dimensi dan tebal plat

2) Input Pembebanan

Beban – beban yang bekerja pada Plat berdasarkan Peraturan Pembebanan Indonesia untuk Gedung 1983 (PPIUG 1983), yakni beban mati yang terdiri dari beban spesi, ubin, *plumbing*, *Mechanical and Elektrical (ME)*, dinding dan juga beban hidup yang besarnya sesuai dengan fungsi bangunan.

3) Cek Syarat

1. Mencari Nilai X , dari nilai L_x/L_y (tabel “Perhitungan Momen- Momen Pelat”)

$$2. \quad Mu = 0,001 \times Qu \times Lx^2$$

$$2. \quad Mn = \frac{Mu}{\phi} \text{ dengan } \phi = 0,8$$

$$3. \quad Rn = \frac{Mn}{\phi \times b \times dx^2} \text{ dengan } \phi = 0,8$$

$$4. \quad m = \frac{fy \text{ lentur}}{fc' \times 0,85}$$

$$5. \quad \rho_{perlu} = \frac{1}{m} \times \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times m \times Rn}{fy \text{ lentur}}} \right)$$

$$6. \quad \rho_{min} = \frac{1,4}{fy \text{ lentur}}$$

7. Untuk langkah selanjutnya yakni perhitungan A_s perlu dengan persamaan $A_s = \rho_{perlu} \times b \times d$ dan tul susut = $0,002 \times b \times d$ setelah itu cari A_s pasang (cari diameter tulangan dan jarak tulangan pasang) pada tabel penulangan plat. Setelah diameter dan jarak tulangan pasang telah ditentukan, maka dilanjutkan dengan penggambaran penulangan plat.

3.7.2 Perencanaan Pelat Tangga dan Bordes

Syarat perencanaan tangga :

$$2.t + i = 64 - 67$$

t = tinggi injakan

i = lebar injakan

Untuk perhitungan penulangan Pelat Tangga dan Bordes sama dengan perhitungan Pelat Lantai

3.7.3 Perencanaan Balok

1) Properties

Dalam tahap ini adalah penentuan properties yang akan digunakan dalam perhitungan penulangan balok, diantaranya seperti BJ beton, f_c' , f_y lentur, bentang dan dimensi balok.

2) Input Pembebanan

Beban – beban yang bekerja pada Balok berasal dari beban total area plat yang dipikul oleh balok dan beban lateral seperti beban angin maupun beban gempa.

3) Menghitung Tulangan Lentur

1. μ
2. $M_n = \frac{M_u}{\phi}$
3. $X_b = \frac{600}{600 + f_y} \cdot d'$
4. $X_r = 0,5 \cdot X_b$
5. $A_{sc} = \frac{0,85 \cdot \beta_i \cdot f_c' \cdot b \cdot X_r}{f_y}$
6. $M_{nc} = A_{sc} \cdot f_y \cdot \left(d' - \frac{\beta_i \cdot X_r}{2} \right)$
7. $M_n - M_{nc}$

Kemudian cek apabila

- $M_n - M_{nc} > 0$ Perlu tulangan tekan
- $M_n - M_{nc} < 0$ Tidak perlu tulangan tekan

4) Menghitung Tulangan Tekan

1. $Cs' = Ts = \frac{M_n - M_{nc}}{d - d''}$
2. $Fs' = \left(1 - \frac{d''}{X_r} \right) \cdot 600$
3. $As = \frac{Cs'}{f_{s'} - (0,85 \cdot f_c')}$
4. $A_{ss} = \frac{T_2}{f_y}$

5) Penulangan Balok

Untuk langkah selanjutnya yakni perhitungan A_s perlu dengan persamaan $A_s = A_{sc} + A_{ss}$ setelah itu cari A_s pasang (cari diameter tulangan dan jarak tulangan pasang) pada tabel penulangan balok. Setelah diameter dan jarak tulangan pasang telah ditentukan,

Kemudian cek apabila $\mu < M_n$ aktual maka lanjutkan dengan penggambaran tulangan. Namun apabila $\mu > M_n$ aktual maka dimensi balok harus diperbesar.

Syarat :

1. Menghitung kapasitas geser
2. Menghitung dan mengontrol lendutan
3. Pengontrolan terhadap retak

3.7.4 Perencanaan Kolom

1) Properties

Dalam tahap ini adalah penentuan properties yang akan digunakan dalam perhitungan penulangan Kolom, diantaranya seperti BJ beton, f_c' , f_y lentur, Tinggi dan dimensi kolom.

2) Input Pembebanan

Beban – beban yang bekerja pada Kolom berasal dari beban total balok yang dipikul oleh kolom dan beban lateral seperti beban angin maupun beban gempa.

3) Penulangan Kolom

1. Hitung:

- $\psi_B = \frac{\frac{EI_K}{L}}{\frac{EI_B}{L}}$ dan $\psi_A = \frac{\frac{EI_K}{L}}{\frac{EI_S}{L}}$
- Cari panjang efektif (k) dari grafik

2. Cek Kelangsingan Kolom ($\frac{k.Lu}{r}$)

Ketentuan:

- a. Kolom Langsing ($\frac{k.Lu}{r} \geq 22$)
- b. Kolom Pendek ($\frac{k.Lu}{r} < 22$)

3. Jika “Kolom Langsing” hitung:

P Kritis (P_c)

$$P_c = \frac{\pi^2 EI}{(k.Lu)^2}$$

4. Hitung pembesaran momen

5. Cari nilai ρ_{perlu} dari Grafik
6. Tentukan dimensi Tulangan Kolom

4) Cek PCACOL

Bila perencanaan kolom masuk ke dalam grafik pcacol, maka dilanjutkan dengan penggambaran tulangan. Namun jika tidak, harus memperbesar dimensi kolom.

3.8 Perencanaan Balok Prategang

Langkah-langkah dalam perencanaan balok prategang adalah sebagai berikut :

3.8.1 Pemilihan Jenis Beton Prategang

Melakukan pemilihan terhadap jenis beton prategang yang akan digunakan dalam perencanaan, meliputi :

- a. Pada perencanaan ini dipilih beton prategang pascatarik (*post tension*) dimaksudkan agar pengecoran langsung dilapangan dan dapat dikontrol untuk *jacking*.
- b. Pada perencanaan beton prategang dipilih dengan adanya *grouting*, karena lebih menyatunya antara baja dan beton, dan juga mengurangi kehilangan prategang.

3.8.2 Gaya Prategang

Penentuan gaya prategang awal, dimana momen total sangat mempengaruhi. Gaya prategang ini yang kemudian disalurkan ke penampang. Direncanakan sesuai dengan pemilihan penampang (*Lin and Burn 1996 subbab 6-1*).

$$F = \frac{M_T}{0,65h}$$

Dimana M_T adalah momen akibat beban mati tambahan, berat sendiri dan beban hidup dan h adalah tinggi balok.

3.8.3 Penetapan Dan Tata Letak Kabel

Penetapan jenis dan penentuan daerah batas kabel yang sesuai dengan kriteria perencanaan sehingga tidak melampaui batasan yang diijinkan. Jenis kabel yang dipilih dan jumlahnya mempengaruhi letak kabel, dimana terdapat batasan agar tidak melebihi batas kriteria.

3.8.4 Indeks Beton Prategang Parsial dan Beton Bertulang

Beberapa indeks telah diusulkan untuk menggambarkan fungsi dari beton prategang pada struktur. Indeks ini berguna dalam membandingkan kinerja relatif dari elemen yang dibuat dari materi yang sama, tapi dalam menggunakan indeks ini harus hati-hati untuk menentukan nilai absolut dari hal-hal seperti deformasi dan lebar retak. Dua indeks yang paling umum adalah tingkat prategang λ , dan prategang parsial ratio (PPR). Indeks ini didefinisikan sebagai

$$\lambda = \frac{M_{dec}}{M_D + M_L}$$

keterangan :

M_{DEC} = momen dekompresi (momen total tepat pada serat bawah mengalami tegangan = 0);

M_D = momen beban mati

M_L = momen beban hidup

3.8.5 Kehilangan Prategang

Kehilangan prategang terjadi pada saat transfer tegangan dan secara menerus menurut fungsi waktu. Dilakukan perhitungan agar didapatkan nilai prategang efektif. Perhitungan kehilangan gaya prategang meliputi :

a. Akibat perpendekan elastis beton

untuk tendon yang lebih dari satu maka kehilangan akibat perpendekan elastis dapat dihitung sebagai berikut:

$$\Delta f_{pES} = \frac{1}{n} \sum (\Delta f_{pES})$$

dengan nilai f_{cir} sebagai berikut

$$f_{cs} = -\frac{P_i}{A_c} \left(1 + \frac{e^2}{r^2} \right) + \frac{M_D \times e}{I_c}$$

Keterangan :

P_i : Gaya prategang awal sebelum terjadi kehilangan

e : Eksentrisitas Tendon

M_D : Momen akibat berat sendiri beton

A_c : Luas penampang balok

r^2 : kuadrat dari jari-jari girasi

I_c : momen inersia beton

b. Akibat rangkai

perhitungan rangkai didasarkan pada perhitungan untuk bonded tendon (tendon terekat) sebagai berikut.

$$\Delta f_{pCr} = nK_{re}(f_{cs} - f_{csd})$$

Dimana :

Δf_{pCr} = Tegangan yang hilang akibat rangkai

n = Ratio modulus (perbandingan E_s dan E_c)

K_{cr} = Koefisien creep 1.6 untuk post tension dan 2 untuk pretension

f_{cs} = Tegangan beton pada daerah cgs akibat gaya prategang sesaat setelah transfer

f_{csd} = Tegangan beton di daerah cgs setelah beban mati tambahan bekerja.

c. Akibat susut

Besarnya nilai kehilangan akibat susut dapat dilihat pada persamaan berikut:

$$\Delta f_{pSH} = 8.2 \times 10^{-6} K_{SH} E_s \left(1 - 0.0236 \frac{V}{S} \right) \times (100 - RH)$$

Keterangan :

Δf_{pSH} = Tegangan yang hilang akibat susut

E_s = Modulus elastisitas batang prategang = 2×10^5

K_{SH} = Koefisien susut sebesar 1 untuk pre tension dan sesuai Tabel 3.8 untuk post tension

RH = Kelembaban udara relatif sekitar diambil 78

$\frac{V}{S}$ = Ratio volume-permukaan (dalam satuan centimeter)

Tabel 3. 8 Koefisien Susut Pascatarik (Post tension)

| Waktu dari akhir perawatan basah hingga pemberian prategang, hari | 1 | 3 | 5 | 7 | 10 | 20 | 30 | 60 |
|---|------|------|------|------|------|------|------|------|
| K_{SH} | 0,92 | 0,85 | 0,80 | 0,77 | 0,73 | 0,64 | 0,58 | 0,45 |

Sumber: Prestressed Concrete Institute

Jika perawatan dilakukan sesuai dengan SNI 2847-2013 yaitu selama 5 hari setelah pengecoran dan penarikan dilakukan setelah 7 hari dilakukan pengecoran maka nilai sesuai Tabel 3.2 K_{SH} diambil dari akhir perawatan hingga penarikan yaitu dari hari ke 5 hingga ke 7 maka nilai $K_{SH} = 0,8$

3.8.6 Kontrol Tegangan

1. Tegangan tarik pada baja prategang, tidak boleh melampaui nilai - nilai berikut sesuai SNI 2847-2013 pasal. 18.5.1

- a. Tegangan ijin akibat gaya penarikan (*jacking*) baja prategang.

$$0,8f_{pu} \text{ atau } 0,94f_{py}$$

Diambil yang lebih kecil, tetapi tidak lebih besar dari nilai maksimum yang diusulkan oleh pembuat kabel atau angkur

- b. Sesaat setelah penyaluran gaya prategang tegangan ijin tendon memiliki nilai.

$$0,82f_{py} \text{ tetapi tidak lebih besar dari } 0,74f_{pu}$$

- c. Tendon pasca tarik pada daerah angkur dan kopel (*couplers*) sesaat setelah penyaluran gaya prategang.

$$0,70f_{pu}$$

Namun berdasarkan Lin dan Burns persamaan di atas juga berlaku untuk tendon pratarik segera setelah peralihan gaya prategang.

2. Tegangan ijin beton, tidak melampaui nilai - nilai berikut:

Kekuatan desain komponen struktur prategang terhadap beban lentur dan aksial harus didasarkan pada klasifikasi sebagai kelas U, kelas T, atau kelas C berdasarkan f_t , tegangan serat terluar dalam zona Tarik pra-tertekan yang dihitung pada tahap beban layan sebagai berikut :

- Kelas U : $ft \leq 0,62\sqrt{f'_c}$
 - Kelas T : $0,62\sqrt{f'_c} < ft \leq 1,0\sqrt{f'_c}$
 - Kelas C : $ft \leq 1,0\sqrt{f'_c}$
- a. Segera setelah peralihan gaya prategang (sebelum kehilangan tergantung waktu).
 - Tegangan serat-serat terluar memiliki nilai sebagai berikut:

Tekan = $0,6f'_{ci}$ (SNI 2847-2013 Ps. 18.4.1)

 - Tegangan serat-serat terluar pada ujung-ujung komponen tumpuan sederhana:
- Tekan = $0,7f'_{ci}$ (SNI 2847-2013 Ps. 18.4.1)

- Jika kekuatan tarik beton yang dihitung, f_t , melebihi $0,5\sqrt{f'_{ci}}$ pada ujung-ujung komponen tertumpu sederhana, atau $0,25\sqrt{f'_{ci}}$ pada lokasi lainnya, maka harus dipasang tulangan lekatan tambahan dalam zona Tarik untuk menahan gaya Tarik total dalam beton, yang dihitung berdasarkan asumsi penampang yang tidak retak.
- b. Pada beban kerja setelah terjadi kehilangan gaya prategang yang diijinkan, untuk komponen lentur prategang kelas U dan kelas T.
 - tegangan serat-serat terluar dalam kondisi tekan akibat prategang ditambah beban tetap:
Tekan = $0,45 f'_c$ (SNI 2847-2013 Ps. 18.4.2)
 - tegangan serat-serat terluar dalam kondisi tekan akibat prategang ditambah beban total:
Tekan = $0,6 f'_c$ (SNI 2847-2013 Ps. 18.4.2)

3.8.7 Kekuatan Batas Balok Prategang

Perhitungan kuat ultimate dari balok prategang harus memenuhi persyaratan SNI 2847-2013 pasal 18.8.2 mengenai jumlah total baja tulangan non prategang dan prategang harus cukup untuk menghasilkan beban terfaktor paling sedikit 1,2 beban retak yang terjadi berdasarkan nilai modulus retak sebesar $0,62\lambda\sqrt{f_c}$ (SNI 2847-2013 ps. 9.5.2.3) sehingga didapat $\phi M_n \geq 1,2 M_{Cr}$ dengan nilai $\phi = 0,9$ (SNI 2847-2013 ps. 9.3). Kekuatan batas balok prategang yang diakibatkan oleh beban luar berfaktor harus memiliki nilai-nilai berikut :

$$1,2 M_{cr} \leq M_u \leq \phi M_n$$

Keterangan :

M_{cr} = momen retak balok prategang

M_u = momen ultimate balok prategang

ϕM_n = kapasitas penampang balok prategang

Nilai momen retak dapat dihitung sebagai berikut (dengan asumsi tanda (+) adalah serat yang mengalami tekan) :

$$-f_r = \frac{F_e}{A} + \frac{F_e \times e}{I} \times Y - \frac{M_{Cr} \times Y}{I}$$

$$M_{Cr} = \left(\frac{F_e}{A} \times \frac{I}{Y} \right) + \left(\frac{F_e \times e \times Y}{I} \times \frac{I}{Y} \right) + \left(f_r \times \frac{I}{Y} \right)$$

Keterangan :

F_e = Gaya prategang efektif setelah kehilangan

I = Inertia balok

e = Eksentrisitas dari cgc

A = Luas penampang balok

y = Garis netral balok

f_r = Modulus keruntuhan = $0,62\sqrt{f_c}$

3.8.8 Kontrol Lendutan

Kemampuan layan struktur beton prategang ditinjau dari perilaku defleksi komponen tersebut. Elemen beton prategang memiliki dimensi yang lebih langsing dibanding beton bertulang biasa sehingga kontrol

lendutan sangat diperlukan untuk memenuhi batas layan yang disyaratkan. Lendutan yang bekerja antara lain :

- Lendutan Akibat Tekanan Tendon

Tekanan tendon menyebabkan balok tertekuk keatas sehingga lendutan yang terjadi berupa lendutan ke arah atas. Sedangkan syarat ijin lendutan mengarah ke bawah, sehingga lendutan akibat tendon dapat melawan lendutan kebawah yang diakibatkan oleh beban dan berat sendiri.

$$\Delta l_{PO} = \frac{5}{384} \times \frac{P_o \times l^4}{E_c \times I} \quad (\uparrow)$$

dengan nilai P sebesar

$$p_o = \frac{8 \times F_o \times f}{l^2}$$

Keterangan :

F_o = Gaya Prategang (N)

f = Fokus tendon (eksentrisitas dari cgs, mm)

l = Panjang Efektif (dalam mm)

E_c = Modulus Elastisitas Beton (MPa)

I = Inertia Balok (dalam mm)

- Lendutan Akibat Eksentrisitas Tepi Balok

Eksentrisitas tepi balok terhadap cgc pada letak tendon menyebabkan lendutan ke arah bawah (karena menyebabkan momen negatif). Besarnya lendutan ini dipengaruhi oleh momen akibat gaya dan eksentrisitas tepi balok terhadap cgc. Besarnya

nilai lendutan yang diakibatkan oleh eksentrisitas adalah:

$$\Delta l_{me} = \frac{F_o \times e \times l^2}{8E_C \times I} (\downarrow)$$

Keterangan :

F_o = Gaya Prategang (N)

e = eksentrisitas terhadap cg pada tepi balok

l = Panjang Efektif (dalam mm)

E_C = Modulus Elastisitas Beton (MPa)

I = Inertia Balok (dalam mm)

- Lendutan Akibat Berat Sendiri

Berat sendiri balok menyebabkan balok tertekuk ke bawah sehingga lendutan yang terjadi berupa lendutan ke bawah. Besarnya lendutan ke bawah akibat berat sendiri adalah:

$$\Delta l_{qo} = \frac{5}{384} \times \frac{q_o \times l^4}{E_C \times I} (\downarrow)$$

Keterangan :

q_o = Berat sendiri saat jacking (N/mm)

f = Fokus tendon (eksentrisitas dari cgs, mm)

l = Panjang Efektif (dalam mm)

E_C = Modulus Elastisitas Beton (MPa)

I = Inertia Balok (mm)

Total lendutan yang terjadi dibagi menjadi dua pada saat awal transfer gaya prategang dan setelah

terjadi kehilangan, dimana terdapat perbedaan besar nilai gaya prategang yang bekerja.

3.8.9 Perhitungan Geser

Besarnya kebutuhan tulangan geser yang diperlukan oleh balok adalah $V_s = V_u - \phi V_c$ dimana V_u adalah gaya geser ultimate yang terjadi sedangkan ϕV_c adalah kuat geser yang disumbangkan oleh beton. Untuk komponen balok prategang nilai ϕV_c diambil nilai terkecil antara V_{ci} dan V_{cw} sesuai SNI 2847-2013 pasal 11.3.3

1. Kuat geser nominal yang disumbangkan oleh beton pada saat terjadinya keretakan diagonal akibat kombinasi momen dan geser (V_{ci})

$$V_{ci} = 0,05\lambda\sqrt{f'c} \times b_w \times d_p + V_d + \frac{V_i \times M_{cre}}{M_{max}}$$

Dimana:

V_i : Gaya geser terfaktor akibat beban luar yang terjadi bersamaan dengan M_{max}

M_{cre} : Momen yang menyebabkan retak lentur penampang

M_{max} : Momen terfaktor maksimum

V_d : Gaya geser penampang akibat beban mati tidak terfaktor

d_p : Jarak serat tekan terluar ke titik berat tendon

b_w : Lebar penampang balok

2. Kuat geser nominal yang disumbangkan oleh beton pada saat terjadinya keretakan diagonal akibat tegangan

tarik utama yang berlebihan pada badan penampang (V_{cw})

$$V_{cw} = (0,3f_{pc} + 0,29\lambda\sqrt{f'_c}) \times b_w \times d + V_p$$

Dimana:

V_p : Komponen vertikal gaya prategang efektif pada penampang

f_{pc} : Tegangan tekan pada beton setelah mengalami kehilangan pada titik berat penampang

f'_c : Kuat tekan beton yang disyaratkan

d : Jarak serat tekan terluar ke titik berat tendon

b_w : Lebar penampang balok

3.8.10 Blok Angkur Ujung

Pada balok prategang pasca tarik, kegagalan bisa disebabkan oleh hancurnya bantalan beton pada daerah tepat dibelakang angkur tendon akibat tekanan yang sangat besar. Kegagalan ini diperhitungkan pada kondisi ekstrim saat transfer, yaitu saat gaya prategang maksimum dan kekuatan beton minimum. Kuat tekan nominal beton pada daerah pengankuran global di isyaratkan oleh SNI 2847-2013 pasal 18.13.2.2

Bila diperlukan, pada daerah pengankuran dapat dipasang tulangan untuk memikul gaya pencair, belah dan pecah yang timbul akibat pengankuran tendon sesuai pasal 18.13.1.2

3.9 Perencanaan Basement

Basement adalah struktur bagian bawah bangunan yang berhubungan langsung dengan tanah dan dinding pada basement berfungsi menahan tekanan tanah lateral . Bila suatu dinding tidak bergerak membatasi suatu massa tanah, maka massa tanah tersebut akan berada pada suatu keadaan keseimbangan elastis (*elastic equilibrium*), rasio antara tekanan arah vertikal dan horizontal dinamakan koefisien tekanan tanah dalam keadaan diam (K_o)

$$K_o = \frac{\sigma_h}{\sigma_v} \quad (3.54)$$

Menurut Jaky (1944)

$$K_o = 1 - \sin \theta \text{ (untuk tanah berbutir)} \quad (3.55)$$

Menurut Broker dan Ireland (1965)

$$K_o = 0,95 - \sin \theta \text{ (untuk tanah lempung terkonsolidasi secara normal)} \quad (3.56)$$

a. Tekanan Tanah Aktif dan Pasif

Namun jika suatu dinding vertikal licin yang membatasi suatu massa tanah tersebut diijinkan bergerak, maka tekanan tanah horizontal dalam elemen tanah tersebut akan berkurang secara terus menerus. Dan akhirnya dicapai suatu keseimbangan plastis. Kondisi tersebut dinamakan sebagai kondisi aktif menurut Rankine (1857) “*Rankine's active state*”. Tekanan tanah yang bekerja pada dinding tersebut adalah tekanan tanah aktif (σ_a).

$$\sigma_a = \sigma_v \times K_a \quad (3.57)$$

$$K_a = \tan^2 \left(45^\circ - \frac{\theta}{2} \right) \quad (3.58)$$

Dimana :

K_a = koefisien tekanan tanah aktif

Sedangkan keadaan tanah pasif adalah apabila suatu dinding vertikal licin tak terhingga didorong masuk secara perlahan – lahan ke arah dalam tanah, maka tegangan horizontal (σ_h) akan bertambah secara terus menerus. Pada keadaan ini, keruntuhan tanah akan terjadi yang kita kenal sebagai kondisi tanah pasif menurut Rankine (1857) “*Rankine’s passive state*”. Tekanan tanah yang bekerja pada dinding tersebut adalah tekanan tanah pasif (σ_p).

$$\sigma_p = \sigma_v \times K_p \quad (3.59)$$

$$K_p = \tan^2 \left(45^\circ + \frac{\theta}{2} \right) \quad (3.60)$$

Dimana :

K_p = koefisien tekanan tanah pasif

b. Tekanan Tanah Aktif dan Pasif untuk tanah yang berkoheksi

Rankine tidak menyertakan harga kohesi tanah kedalam formula tekanan tanahnya, kemudian Bell (1915) memperbaharui formula tersebut dengan menyertakan harga kohesi tanah untuk perhitungan tekanan tanah lateral tanah berkoheksi pada suatu dinding. Berikut ini persamaan tekanan tanah aktif tanah aktif untuk tanah berkoheksi :

$$\sigma_a = \sigma_v \tan^2 \left(45^\circ - \frac{\theta}{2} \right) - 2c \tan \left(45^\circ - \frac{\theta}{2} \right) \quad (3.61)$$

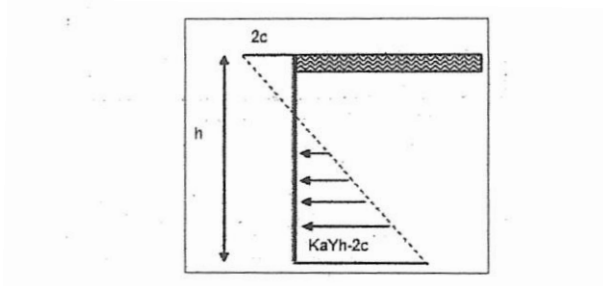
$$\sigma_a = \sigma_v K_a - 2c \sqrt{K_a} \quad (3.62)$$

Dimana :

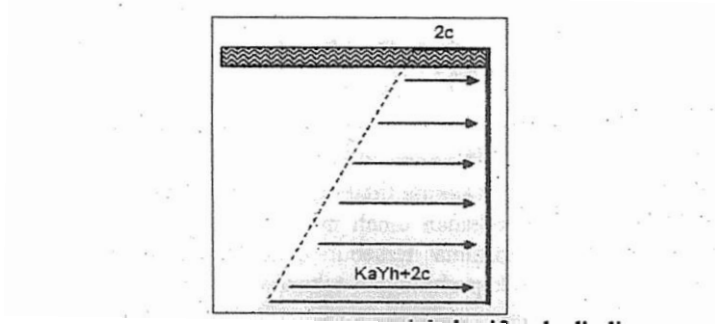
σ_v = tegangan vertikal tanah (t/m^2)

c = kohesi tanah

θ = sudut geser tanah



Gambar 3. 2. Tekanan Tanah Aktif Tanah Kohesif pada Dinding



Gambar 3. 3. Tekanan Tanah Pasif Tanah Kohesif pada Dinding

Sedangkan untuk tekanan tanah pasif berlaku persamaan :

$$\sigma_p = \sigma_v \tan^2 \left(45 + \frac{\theta}{2} \right) + 2c \tan \left(45^\circ + \frac{\theta}{2} \right) \quad (3.63)$$

$$\sigma_p = \sigma_v Kp + 2c \sqrt{Kp} \quad (3.64)$$

Dimana :

σ_v = tegangan vertikal tanah (t/m^2)

c = kohesi tanah

θ = sudut geser tanah

- c. Perhitungan Dinding Turap dengan metode *free earth support*
Asumsi dari metode ini adalah :

1. Tiang turap dianggap kaku jika dibandingkan dengan tanah sekitarnya.
2. Dinding turap dapat bergerak dengan cukup untuk menimbulkan tekanan tanah minimum aktif dan pasif.

Langkah – langkah perhitungan :

a. Langkah 1

Besar kedalaman turap diwakili dengan variable D , yang kemudian akan dicari nilainya. Pada akhir perhitungan dengan metode ini, harga D akan didapatkan dalam bentuk persamaan, $aD^3 + bD^2 + cD + d = 0$, yang kemudian bisa diselesaikan dengan metode *trial and error*.

b. Langkah 2

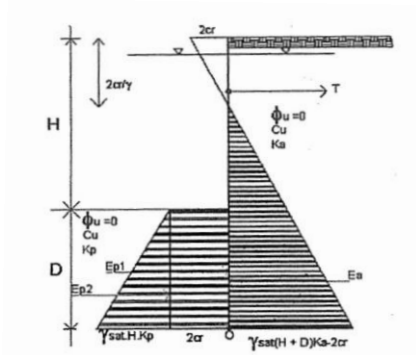
Menentukan tekanan tanah aktif dan pasif yang bekerja pada dinding turap. Dari sisi tanah pasif, dipergunakan faktor keamanan sebesar 1,5 – 2 yaitu untuk tanah *cohesionless* digunakan sudut geser ϕ'' .

$$\tan \phi'' = \frac{\phi'}{SF}$$

Dimana :

Φ' = Sudut geser efektif

SF = Faktor Keamanan (1,5 – 2)



Gambar 3. 4. Tekanan Tanah Aktif dan Pasif Tanah Kohesif pada Dinding

Dimana :

$$r = \text{faktor adhesi} = \sqrt{1 + \frac{C_w}{c}}$$

C_w = adhesi antara lempung dan sheet pile

$$C_w = 0,56$$

C = nilai kohesi tanah

K_a = koefisien tanah aktif menurut Rankine

K_p = koefisien tanah pasif menurut Rankine

C_u = *cohesion undrained*

c. Langkah 3

Menghitung kedalaman (D) turap

Dengan cara $\Sigma M_T = 0$, atau dengan $\Sigma M_o = 0$ bila tanpa jangkar.

d. Langkah 4

Mencari gaya angker (T)

Dengan cara $\Sigma F_x = 0$

$$T = \Sigma E_a - \Sigma E_p$$

Dimana :

ΣE_a = total gaya aktif yang bekerja akibat tanah maupun *surchage*

ΣE_p = total gaya pasif yang bekerja

3.10 Perencanaan pondasi

Desain Pondasi dilakukan dengan cara mengambil output gaya-gaya dalam dari hasil proses analisis struktur primer dengan menggunakan program bantu analisis struktur. Gaya-gaya dalam tersebut menjadi acuan untuk desain pondasi. Beberapa komponen yang akan direncanakan antara lain :

1. Tiang Pancang
2. Poer

Tahapan yang akan dilakukan untuk merencanakan pondasi dengan langkah-langkah antara lain :

1. Menentukan data desain yang meliputi :
 - Data tanah
 - Dimensi tiang pancang
 - Jarak antara tiang pancang
 - Output analisis struktur

Pada penentuan jarak antar tiang pancang terdapat beberapa ketentuan yang harus terpenuhi seperti ditunjukkan pada Pers 3.55.

$$2.5D \leq S \leq 5D$$

Dimana : D = Diameter tiang pancang (m)

S = Jarak antara tiang pancang (m)

2. Menghitung daya dukung satu tiang pancang berdasarkan data SPT dengan menggunakan Pers 3.56

$$Q_{ult} = 40A_p N_p + \frac{A_s N_{av}}{S}$$

Dimana :

Q_{ult} = Daya dukung tiang ultimate (Ton).

A_p = Luas penampang dasar tiang (m²).

N_p = Nilai SPT didasar tiang sepanjang 4D diatas s/d 4D dibawah ujung tiang. (D = Diameter tiang pancang)

N_{av} = Nilai rata-rata SPT sepanjang tiang dengan nilai $3 \leq N \leq 50$ (N = Nilai SPT).

3. Menghitung gaya maksimum yang dipikul satu tiang dalam kelompok dengan menggunakan Pers 3.46.

$$P_i = \frac{\sum V_o}{n} \pm \frac{M_{xo} Y_{\max}}{\sum D_{yi}} \pm \frac{M_{yo} Y_{\max}}{\sum D_{xi}}$$

Dimana :

P_i = Gaya aksial satu tiang pancang (Ton).

$\sum V_o$ = Jumlah beban vertikal (Ton).

n = Jumlah tiang pancang.

M_{xo} = Momen yang bekerja didasar poer dalam arah sumbu x

M_{yo} = Momen yang bekerja didasar poer dalam arah sumbu y

D_{xi} = Jarak dari sumbu tiang ke titik berat susunan kelompok tiang searah sumbu x.

D_{yi} = Jarak dari sumbu tiang ke titik berat susunan kelompok tiang searah sumbu y.

X_{max} = Absis terjauh terhadap titik berat kelompok tiang (m).

Y_{max} = Ordinat terjauh terhadap titik berat kelompok tiang (m).

Dari gaya aksial P_i yang maksimum dan minimum harus dikontrol terhadap daya dukungnya seperti pada Pers 3.58.

$$P_{max} \leq Qd = Q_{ult} / SF$$

Dimana :

P_{max} = Gaya aksial P_i yang maksimum (Ton).

Qd = Daya dukung ijin (Ton).

Q_{ult} = Daya dukung tiang *ultimate* (Ton).

SF = faktor keamanan sebesar 2.

4. Menghitung faktor efisiensi tiang pancang dalam kelompok

$$Ek = 1 - \tan^{-1} \frac{D}{S} \left[\frac{(n-1)m + (m-1)n}{90mn} \right]$$

Dimana :

Ek = Faktor efisiensi tiang pancang dalam kelompok.

D = Diameter tiang pancang (m).

S = Jarak tiang pancang terkecil (m).

n = Jumlah tiang pancang dalam baris.

m = Jumlah tiang pancang dalam kolom.

5. Bila daya dukung tidak memenuhi maka perlu dilakukan desain ulang terhadap dimensi tiang pancang atau perubahan terhadap jarak tiang pancang.
6. Desain poer atau *pile cap* dilakukan seperti pada desain plat, hal yang membedakan terdapat pada saat pengambilan momen untuk desain.

3.11 Gambar Output AutoCad

Apabila analisa dan kontrol desain baik pada beton bertulang biasa maupun pada balok prategang sudah selesai, maka untuk mengetahui hasil akhir perhitungan perlu dibuat gambar teknik yang representative dari hasil analisa dan perhitungan dengan menggunakan alat bantu AutoCad.

“Halaman ini sengaja dikosongkan”

BAB IV

ANALISA DAN PEMBAHASAN

4.1 Perencanaan Dimensi Struktur

4.1.1 Perencanaan Dimensi Balok

Adapun data-data dan perhitungan dimensi balok dalam perencanaan dimensi struktur gedung Hotel Pesonna Pegadaian Surabaya sesuai dengan SNI 2847-2013 pasal 9.5(a) adalah sebagai berikut:

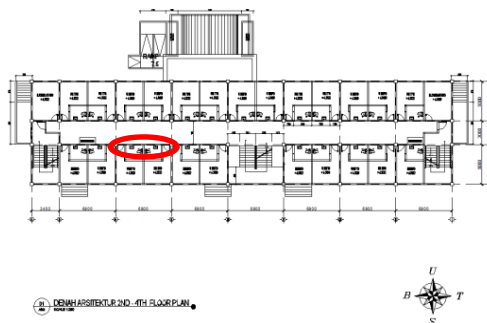
A. Balok Induk

1. Balok Induk Memanjang

a) Data Perencanaan

- Tipe balok = B1
- As balok = 1 (G-H)
- Bentang balok = 6900 mm
- Kuat leleh (f_y) = 400 Mpa
- Mutu beton (f_c') = 30 Mpa

b) Letak balok yang ditinjau dapat dilihat pada Gambar 4.1.



Gambar 4. 1. Denah Arsitektur Lantai 2

c) Perhitungan perencanaan

- Tinggi balok

$$h \geq \frac{1}{16} \times lb \left(0,4 + \frac{fy}{700} \right)$$

$$h \geq \frac{1}{16} \times 6900 \left(0,4 + \frac{400}{700} \right)$$

$$h \geq 419 \text{ mm}$$

$$h = 419 \text{ mm}$$

$$h \approx 600 \text{ mm}$$

- Lebar balok

$$b = \frac{2}{3} \times h$$

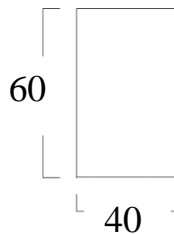
$$b = \frac{2}{3} \times 600$$

$$b = 383 \text{ mm}$$

$$h \approx 400 \text{ mm}$$

Maka direncanakan dimensi balok induk (B1) dengan ukuran 40/60 cm

d) Hasil perencanaan dimensi balok B1 seperti Gambar 4.2.



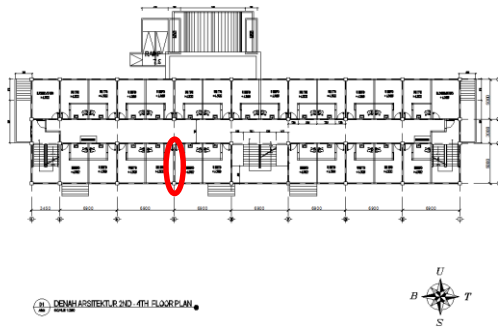
Gambar 4. 2. Hasil Penampang Balok (B1)

2. Balok Induk Melintang

a) Data Perencanaan

- Tipe balok = B2
- As balok = A (1-2)
- Bentang balok = 5000 mm
- Kuat leleh (f_y) = 400 Mpa
- Mutu beton (f_c') = 30 Mpa

b) Letak balok yang ditinjau dapat dilihat pada Gambar 4.3.



Gambar 4. 3. Denah Arsitektur Lantai 2

c) Perhitungan perencanaan

- Tinggi balok

$$h \geq \frac{1}{16} \times lb \left(0,4 + \frac{f_y}{700} \right)$$

$$h \geq \frac{1}{16} \times 5000 \left(0,4 + \frac{400}{700} \right)$$

$$h \geq 304 \text{ mm}$$

$$h = 304 \text{ mm}$$

$$h \approx 500 \text{ mm}$$

- Lebar balok

$$b = \frac{2}{3} \times h$$

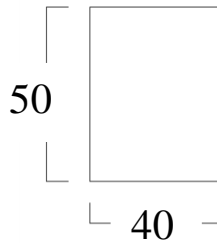
$$b = \frac{2}{3} \times 500$$

$$b = 333 \text{ mm}$$

$$b \approx 400 \text{ mm}$$

Maka direncanakan dimensi balok induk (B2) dengan ukuran 35/45 cm

d) Hasil perencanaan dimensi balok B2 seperti Gambar 4.4.



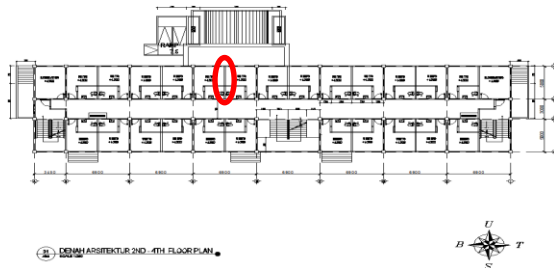
Gambar 4. 4. Hasil Penampang Balok (B2)

B. Balok Anak

a) Data Perencanaan

- Tipe balok = B3
- As balok = C (1-2)
- Bentang balok = 5000 mm
- Kuat leleh (f_y) = 400 Mpa
- Mutu beton (f_c') = 30 Mpa

b) Letak balok yang ditinjau dapat dilihat pada Gambar 4.5.



Gambar 4. 5. Denah Arsitektur Lantai 2

c) Perhitungan perencanaan

- Tinggi balok

$$h \geq \frac{1}{21} \times lb \left(0,4 + \frac{fy}{700} \right)$$

$$h \geq \frac{1}{21} \times 5000 \left(0,4 + \frac{400}{700} \right)$$

$$h \geq 312,5 \text{ mm}$$

$$h = 312,5 \text{ mm}$$

$$h \approx 350 \text{ mm}$$

- Lebar balok

$$b = \frac{2}{3} \times h$$

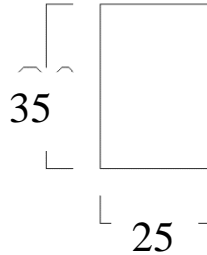
$$b = \frac{2}{3} \times 350$$

$$b = 208 \text{ mm}$$

$$b \approx 250 \text{ mm}$$

Maka direncanakan dimensi balok anak (B3) dengan ukuran 25/35

- d) Hasil perencanaan dimensi balok B3 seperti Gambar 4.6.



Gambar 4. 6. Hasil Penampang Balok (B3)

4.1.2 Perencanaan Dimensi Pelat

Adapun data– data perencanaan, gambar denah perencanaan, perhitungan perencanaan dan hasil akhir gambar perencanaan dimensi Pelat Lantai 1 tipe T adalah sebagai berikut :

a) Data Perencanaan

- | | |
|---------------------------------|-----------|
| - Tipe pelat | = A |
| - Kuat tekan beton (f_c') | = 30 Mpa |
| - Kuat leleh tulangan (f_y) | = 240 Mpa |
| - Rencana tebal pelat | = 120 mm |
| - Bentang pelat (L_y) | = 5000 mm |
| - Bentang pelat (L_x) | = 3450 mm |
| - Balok 1 | = 40/60 |
| - Balok 2 | = 40/50 |
| - Balok 3 | = 25/35 |

$$\begin{aligned}
 b_{e2} &= b_w + (8 \times t) \\
 &= 40 + (8 \times 12) \\
 &= 136 \text{ cm}
 \end{aligned}$$

Pilih nilai terkecil antara b_{e1} dan b_{e2}

$$b_e = 136 \text{ cm}$$

▪ Faktor modifikasi

(Desain Beton Bertulang CHU-KIA WANG
CHARLES G.SALMON 16.4.2b)

$$\begin{aligned}
 K &= \frac{1 + \left(\frac{b_e}{b_w} - 1\right) \left(\frac{t}{h}\right) \left[4 - 6 \left(\frac{t}{h}\right) + 4 \left(\frac{t}{h}\right)^2 + \left(\frac{b_e}{b_w} - 1\right) \left(\frac{t}{h}\right)^3\right]}{1 + \left(\frac{b_e}{b_w} - 1\right) \left(\frac{t}{h}\right)} \\
 K &= \frac{1 + \left(\frac{136}{40} - 1\right) \left(\frac{12}{60}\right) \left[4 - 6 \left(\frac{12}{60}\right) + 4 \left(\frac{12}{60}\right)^2 + \left(\frac{136}{40} - 1\right) \left(\frac{12}{60}\right)^3\right]}{1 + \left(\frac{136}{40} - 1\right) \left(\frac{12}{60}\right)}
 \end{aligned}$$

$$K = 1,64$$

▪ Momen inersia penampang – T

$$\begin{aligned}
 I_b &= k \frac{b_w h^3}{12} \\
 I_b &= 1,64 \times \frac{40 \times 60^3}{12} \\
 I_b &= 1182170 \text{ cm}^4
 \end{aligned}$$

- Momen inersia lajur pelat

$$I_p = \frac{1}{12} \times b_p \times t^3$$

$$I_p = \frac{1}{12} \times (250) \times 12^3$$

$$I_p = 36000 \text{ cm}^4$$

- Rasio kekakuan balok terhadap pelat

$$a_1 = \frac{I_b}{I_p}$$

$$a_1 = \frac{1182170 \text{ cm}^4}{36000 \text{ cm}^4}$$

$$a_1 = 32,84$$

2. Balok 2

Menentukan lebar efektif sayap balok-2

$$b_e = b_w + 2h_w \leq b_w + 8h_f$$

$$\begin{aligned} b_{e1} &= b_w + 2(h - t) \\ &= 40 + 2(50-12) \\ &= 116 \text{ cm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} b_{e2} &= b_w + (8 \times t) \\ &= 40 + (8 \times 12) \\ &= 136 \text{ cm} \end{aligned}$$

Pilih nilai terkecil antara b_{e1} dan b_{e2}

$$b_e = 116 \text{ cm}$$

- Faktor modifikasi

(Desain Beton Bertulang CHU-KIA WANG CHARLES
G.SALMON 16.4.2b)

$$K = \frac{1 + \left(\frac{b_e}{b_w} - 1\right) \left(\frac{t}{h}\right) \left[4 - 6 \left(\frac{t}{h}\right) + 4 \left(\frac{t}{h}\right)^2 + \left(\frac{b_e}{b_w} - 1\right) \left(\frac{t}{h}\right)^3\right]}{1 + \left(\frac{b_e}{b_w} - 1\right) \left(\frac{t}{h}\right)}$$

$$K = \frac{1 + \left(\frac{116}{40} - 1\right) \left(\frac{12}{50}\right) \left[4 - 6 \left(\frac{12}{50}\right) + 4 \left(\frac{12}{50}\right)^2 + \left(\frac{116}{40} - 1\right) \left(\frac{12}{50}\right)^3\right]}{1 + \left(\frac{116}{40} - 1\right) \left(\frac{12}{50}\right)}$$

$$K = 1,57$$

- Momen inersia penampang – T

$$I_b = k \frac{b_w h^3}{12}$$

$$I_b = 1,57 \times \frac{40 \times 50^3}{12}$$

$$I_b = 653732 \text{ cm}^4$$

- Momen inersia lajur pelat

$$I_p = \frac{1}{12} \times b_p \times t^3$$

$$I_p = \frac{1}{12} \times (172,5 + 172,5) \times 12^3$$

$$I_p = 49680 \text{ cm}^4$$

- Rasio kekakuan balok terhadap pelat

$$a_2 = \frac{I_b}{I_p}$$

$$a_2 = \frac{653732 \text{ cm}^4}{49680 \text{ cm}^4}$$

$$a_2 = 13,16$$

3. Balok 3

Menentukan lebar efektif sayap balok-3

$$b_e = b_w + 2h_w \leq b_w + 8hf$$

$$\begin{aligned} b_{e1} &= b_w + 2(h - t) \\ &= 40 + 2(60-12) \\ &= 136 \text{ cm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} b_{e2} &= b_w + (8 \times t) \\ &= 40 + (8 \times 12) \\ &= 136 \text{ cm} \end{aligned}$$

Pilih nilai terkecil antara b_{e1} dan b_{e2}

$$b_e = 136 \text{ cm}$$

- Faktor modifikasi

(Desain Beton Bertulang CHU-KIA WANG
CHARLES G.SALMON 16.4.2b)

$$K = \frac{1 + \left(\frac{b_e}{b_w} - 1\right) \left(\frac{t}{h}\right) \left[4 - 6 \left(\frac{t}{h}\right) + 4 \left(\frac{t}{h}\right)^2 + \left(\frac{b_e}{b_w} - 1\right) \left(\frac{t}{h}\right)^3 \right]}{1 + \left(\frac{b_e}{b_w} - 1\right) \left(\frac{t}{h}\right)}$$

$$K = \frac{1 + \left(\frac{136}{40} - 1\right) \left(\frac{12}{60}\right) \left[4 - 6 \left(\frac{12}{60}\right) + 4 \left(\frac{12}{60}\right)^2 + \left(\frac{136}{40} - 1\right) \left(\frac{12}{60}\right)^3 \right]}{1 + \left(\frac{136}{40} - 1\right) \left(\frac{12}{60}\right)}$$

$$K = 1,64$$

- Momen inersia penampang – T

$$I_b = k \frac{b_w h^3}{12}$$

$$I_b = 1,64 \times \frac{40 \times 60^3}{12}$$

$$I_b = 1182170 \text{ cm}^4$$

- Momen inersia lajur pelat

$$I_p = \frac{1}{12} \times b_p \times t^3$$

$$I_p = \frac{1}{12} \times (250) \times 12^3$$

$$I_p = 36000 \text{ cm}^4$$

- Rasio kekakuan balok terhadap pelat

$$a_3 = \frac{I_b}{I_p}$$

$$a_3 = \frac{1182170 \text{ cm}^4}{36000 \text{ cm}^4}$$

$$a_3 = 32,84$$

4. Balok 4

Menentukan lebar efektif sayap balok-3

$$b_e = b_w + 2h_w \leq b_w + 8hf$$

$$\begin{aligned} b_{e1} &= b_w + 2(h - t) \\ &= 25 + 2(35-12) \\ &= 71 \text{ cm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} b_{e2} &= b_w + (8 \times t) \\ &= 25 + (8 \times 12) \\ &= 121 \text{ cm} \end{aligned}$$

Pilih nilai terkecil antara b_{e1} dan b_{e2}

$$b_e = 71 \text{ cm}$$

- Faktor modifikasi

(Desain Beton Bertulang CHU-KIA WANG CHARLES G.SALMON 16.4.2b)

$$K = \frac{1 + \left(\frac{b_e}{b_w} - 1\right) \left(\frac{t}{h}\right) \left[4 - 6 \left(\frac{t}{h}\right) + 4 \left(\frac{t}{h}\right)^2 + \left(\frac{b_e}{b_w} - 1\right) \left(\frac{t}{h}\right)^3\right]}{1 + \left(\frac{b_e}{b_w} - 1\right) \left(\frac{t}{h}\right)}$$

$$K = \frac{1 + \left(\frac{71}{25} - 1\right) \left(\frac{12}{35}\right) \left[4 - 6 \left(\frac{12}{35}\right) + 4 \left(\frac{12}{35}\right)^2 + \left(\frac{71}{25} - 1\right) \left(\frac{12}{35}\right)^3\right]}{1 + \left(\frac{71}{25} - 1\right) \left(\frac{12}{35}\right)}$$

$$K = 1,58$$

- Momen inersia penampang – T

$$I_b = k \frac{b_w h^3}{12}$$

$$I_b = 1,58 \times \frac{25 \times 35^3}{12}$$

$$I_b = 140710 \text{ cm}^4$$

- Momen inersia lajur pelat

$$I_p = \frac{1}{12} \times b_p \times t^3$$

$$I_p = \frac{1}{12} \times (172,5) \times 12^3$$

$$I_p = 24840 \text{ cm}^4$$

- Rasio kekakuan balok terhadap pelat

$$a_4 = \frac{I_b}{I_p}$$

$$a_4 = \frac{140710 \text{ cm}^4}{24840 \text{ cm}^4}$$

$$a_4 = 5,67$$

$$\text{➤ } a_m = \frac{a_1 + a_2 + a_3 + a_4}{4}$$

$$a_m = \frac{32,8 + 13,2 + 32,8 + 35,7}{4}$$

$$a_m = 21 > 2 \text{ (Jepit Penuh)}$$

- Sehingga ketebalan pelat minimum tidak boleh kurang dari:

$$t_{min1} = \frac{\ln \times \left(0,8 + \frac{f_y}{1400} \right)}{36 + 9\beta} \geq 90 \text{ mm}$$

$$t_{min1} = \frac{\ln \times \left(0,8 + \frac{240}{1400}\right)}{36 + 9(1,42)} \geq 90 \text{ mm}$$

$$t_{min1} = 102 \text{ mm} \geq 90 \text{ mm} \quad [\text{memenuhi}]$$

$$t_{min2} \leq 120$$

$$t_{min2} = 102 \text{ mm} \leq 120 \text{ mm} \quad [\text{memenuhi}]$$

➤ Hasil akhir perencanaan

Sehingga dari perhitungan diatas, dihasilkan dan direncanakan dimensi tebal pelat lantai yang digunakan adalah 120 mm

4.1.3 Perencanaan Dimensi Kolom

Menurut SNI 2847-2013 pasal 10.8.4 kolom harus direncanakan untuk memikul beban aksial terfaktor yang bekerja pada semua lantai atau atap dan momen maksimum dari beban terfaktor pada satu bentang terdekat dari lantai atau atap yang ditinjau.

Adapun data-data dan perhitungan dimensi kolom dalam perencanaan dimensi struktur gedung Hotel Pesonna Pegadaian Surabaya adalah sebagai berikut:

- Tebal plat = 120 mm
- Tinggi Lantai B1-B2 = 3000 mm
- Tinggi Lantai 1 = 4900 mm
- Tinggi Lantai 2 - 18 = 3200 mm
- Dimensi plat = 4000 x 6900 mm
- Beban hidup (L_o) = 1,92 kN/m² (SNI 1727-2013)
- K_{LL} = 4 (berdasarkan ilustrasi pada SNI 1727-2013 gambar C4)

Beban Mati Lantai B1-LT 16

| | | | | | | | | | | | | | |
|---------------------------------|---|------|---|------|---|----|---|------|---|------|---|--------|----|
| Pelat lantai | = | 6,9 | x | 4 | x | 19 | x | 24 | x | 0,12 | = | 1510,3 | KN |
| Penggantung | = | 6,9 | x | 4 | x | 19 | x | 0,07 | | | = | 36,7 | KN |
| Plafond | = | 6,9 | x | 4 | x | 19 | x | 0,11 | | | = | 57,7 | KN |
| Spesi t=2cm | = | 6,9 | x | 4 | x | 19 | x | 0,21 | | | = | 110,1 | KN |
| Tegel t=1cm | = | 6,9 | x | 4 | x | 19 | x | 0,24 | | | = | 125,9 | KN |
| ME | = | 6,9 | x | 4 | x | 19 | x | 0,40 | | | = | 209,8 | KN |
| Plumbing | = | 6,9 | x | 4 | x | 19 | x | 0,1 | | | = | 52,4 | KN |
| Balok B1 | = | 0,4 | x | 0,6 | x | 19 | x | 24 | x | 4 | = | 492,5 | KN |
| Balok B2 | = | 0,4 | x | 0,5 | x | 19 | x | 24 | x | 6,9 | = | 495,6 | KN |
| Balok B3 | = | 0,25 | x | 0,35 | x | 19 | x | 24 | x | 8 | = | 319,2 | KN |
| Kolom B1 | = | 0,8 | x | 0,8 | x | 1 | x | 24 | x | 3 | = | 46,1 | KN |
| Kolom LT1 | = | 0,8 | x | 0,8 | x | 1 | x | 24 | x | 4,9 | = | 75,3 | KN |
| Kolom LT2-Atap | = | 0,8 | x | 0,8 | x | 16 | x | 24 | x | 3,2 | = | 786,4 | KN |
| Total Beban Mati Lantai B1-Atap | | | | | | | | | | | = | 4317,9 | KN |

Menurut SNI 1727-2013 pasal 4.8 komponen struktur yang memiliki nilai $K_{LL}A_T \geq 37,16 \text{ m}^2$ diijinkan untuk dirancang dengan beban hidup tereduksi sebagaimana ditunjukkan pada persamaan 3.10.

$$A_T = 6,9 \times 4 = 27,6 \text{ m}^2$$

$$K_{LL}A_T = 27,6 \times 4 = 110,4 \text{ m}^2$$

Jadi, $110,4 \text{ m}^2 \geq 37,16 \text{ m}^2$ maka beban hidup boleh direduksi

1. Reduksi beban hidup plat lantai 2 s/d 17

$$L = L_o \left(0,25 + \frac{4,57}{\sqrt{K_{LL}A_T}} \right) \geq 0,4L_o$$

$$L = 1,92 \left(0,25 + \frac{4,57}{\sqrt{110,4}} \right) \geq 0,4 \times 1,92$$

$$L = 1,32 \text{ kN/m}^2 \geq 0,77 \text{ kN/m}^2$$

Jadi total beban hidup plat lantai B1 s/d Atap

$$\text{Lt. B1 - LT -16} = 1,32 \times 6,9 \times 4 \times 19 = 692,21 \text{ kN}$$

2. Reduksi beban hidup plat lantai atap

Reduksi beban hidup plat lantai atap (L_r) ditentukan sesuai dengan persamaan 3.11 karena $A_T = 27,6 \text{ m}^2$, maka :

$$R_1 = 1,2 - 0,011 \times 27,6 = 0,896$$

$$R_2 = 1 \quad (F < 4)$$

$$L_r = L_o R_1 R_2 = 0,96 \times 0,896 \times 1 = 0,86 \text{ kN/m}^2$$

$$0,58 \leq L_r \leq 0,96, \text{ maka } L_r = 0,86 \text{ kN/m}^2$$

Jadi, total beban hidup plat lantai atap :

$$\text{Lt. Atap} = 0,86 \times 6,9 \times 4 = 23,75 \text{ kN}$$

• Kombinasi beban

$$\begin{aligned} Qu &= 1,0 D + 1,0 L \\ &= 1,0 (4317,9) + 1,0 (715,96) \\ &= 5033,86 \text{ kN} \end{aligned}$$

Mutu beton = 35 MPa

$$\text{Dimensi : } A = \frac{P}{0,3x f'_c} = \frac{5033860}{0,3 \times 35} = 479415 \text{ mm}^2$$

$$\text{Dimensi : } h = b, \text{ jadi } A = b \times b = b^2$$

$$b = \sqrt{A} = \sqrt{479415,24} = 692,4 \text{ mm} \approx 900 \text{ mm}$$

Jadi, dipakai dimensi kolom 90 x 90 cm²

Tabel 4. 1. Resume Dimensi Kolom

| Tipe | b (mm) | h (mm) |
|------------------|--------|--------|
| K1 (Lt. B2-3) | 90 | 90 |
| K2 (Lt. 4 - 8) | 80 | 80 |
| K3 (Lt. 9 - 13) | 70 | 70 |
| K4 (Lt. 14 - 17) | 60 | 60 |

Halaman ini sengaja dikosongkan

4.2 Pembebanan

4.2.1 Umum

Perhitungan pembebanan berupa beban gravitasi yaitu beban mati (*DL*) dan beban hidup (*LL*) yang bekerja pada tiap lantai serta beban lateral atau beban gempa (*EQ*). Pelat lantai dimodelkan sebagai diafragma kaku dan beban gempa bekerja pada pusat masa (*Center of mass*) pada setiap lantai bangunan. Sedangkan untuk analisa struktur dimodelkan secara ruang (3D) dengan perhitungan gaya dalam menggunakan program bantu SAP 2000. Berat sendiri elemen gedung (Balok, kolom, dan pelat) akan dihitung secara otomatis dengan program bantu SAP 2000.

4.2.2 Beban Mati (*DL*)

Dalam menentukan beban mati untuk perencanaan, harus digunakan berat bahan dan konstruksi yang sebenarnya, dengan ketentuan bahwa jika tidak ada informasi yang jelas, nilai yang digunakan harus digunakan adalah nilai yang disetujui oleh pihak yang berwenang. (SNI 1727 2013). Maka untuk perhitungan beban mati digunakan SNI 1727-2013 Beban Minimum untuk Perencanaan Bangunan Gedung dan Struktur Lain.

A. Pelat Lantai 1&2

Berat Material:

1. Beton Bertulang = 2400 kg/m^3

Beban Mati Tambahan:

1. Spesi = 21 kg/m^2
2. Keramik = 24 kg/m^2
3. Plafond + Rangka = 18 kg/m^2

$$4. \text{ ME} = 40 \text{ kg/m}^2$$

$$5. \text{ Plumbing} = 10 \text{ kg/m}^2$$

Beban Dinding (terbagi merata pada balok)

$$1. \text{ Dinding (1/2 batu)} = 250 \text{ kg/m}^2$$

B. Pelat Atap

Berat Material:

$$1. \text{ Beton Bertulang} = 2400 \text{ kg/m}^3$$

Beban Mati Tambahan:

$$1. \text{ Spesi} = 21 \text{ kg/m}^3$$

$$2. \text{ Aspal} = 14 \text{ kg/m}^3$$

$$3. \text{ Plafond + Rangka} = 18 \text{ kg/m}^2$$

$$4. \text{ ME} = 40 \text{ kg/m}^2$$

$$5. \text{ Plumbing} = 10 \text{ kg/m}^2$$

4.2.3 Beban Hidup (LL)

Beban hidup sesuai dengan yang tercantum pada SNI 1727-2013 Beban Minimum untuk Perencanaan Bangunan Gedung dan Struktur Lain.

A. Pelat Lantai *Basement*

Pelat lantai B1 dan B2 difungsikan sebagai tempat Parkir, maka digunakan beban hidup lantai = 800 kg/m²

B. Pelat Lantai 1-15

Pelat lantai 1-15 difungsikan sebagai Hotel, maka digunakan beban hidup lantai = 192 kg/m²

C. Pelat Lantai 16 dan 17

Pelat lantai 16 dan 17 difungsikan sebagai Ruang pertemuan, maka digunakan beban hidup lantai = 497 kg/m²

D. Pelat Lantai Atap

Pelat lantai Atap merupakan atap datar yang bisa dibebani orang namun tidak banyak, maka digunakan beban hidup lantai = 97,8 kg/m²

4.2.4 Beban Gempa (EQ)

Untuk perencanaan terhadap gempa digunakan analisa spectrum respons ragam karena Struktur gedung ini didapatkan dengan kategori yang sesuai dengan SNI 1726:2012 pada pasal 7.3.2.2 tabel 11, yaitu tentang ketidakberaturan vertical pada struktur.

Respons Spektrum adalah grafik yang menunjukkan nilai besaran respons struktur dengan periode (waktu getar) tertentu. Perhitungan pengaruh gempa diperhitungan sebagai gaya yang membebani struktur, maka dalam hal ini respons percepatan yang lebih diperhatikan. Sesuai dengan hukum Newton II disebutkan bahwa gaya adalah massa dikalikan percepatan, maka dengan diketahui percepatan tiap massa, struktur gedung dapat diperhitungkan besarnya gaya gempa yang membebani gedung tersebut.

Oleh karena itu, struktur ini merupakan struktur gedung tidak beraturan. Sehingga perhitungan pengaruh gempa rencana terhadap bangunan ini harus ditentukan

melalui analisis respons dinamik 3 dimensi. Untuk mencegah terjadinya respons struktur bangunan gedung terhadap pembebanan gempa yang dominan dalam rotasi, dari analisis vibrasi bebas tiga dimensi, paling tidak ragam pertama (fundamental) harus dominan. Berikut data perhitungan gempa yang ada.

1. Tahapan Penetrasi Standar Rata-rata

Tabel 4. 2 Tahapan Penetrasi Tanah

| Jenis Tanah | di | Ni | di/Ni |
|--------------------------------------|----|------|-------|
| lempung berlanau | 3 | 0 | 0.000 |
| pasir berlanau | 8 | 2.5 | 3.200 |
| lempung berlanau berpasir | 4 | 13.5 | 0.296 |
| lempung berlanau berpasir berkerikil | 5 | 16 | 0.313 |
| lempung berlanau berpasir | 4 | 34 | 0.118 |
| pasir berlanau | 6 | 50 | 0.120 |
| TOTAL | 30 | 116 | 4.046 |

$$\bar{N} = \frac{\sum_{i=1}^n di}{\sum_{i=1}^n \frac{di}{\bar{N}_i}} = \frac{30}{4,046} = 7,41$$

- Sesuai dengan tabel 2.2 klasifikasi situs, apabila $\bar{N} = 7,4 < 15$ maka tanah masuk ke dalam kelas situs SE (Tanah Lunak).
- Lihat Gambar 8 PETA HAZARD: Lokasi Surabaya
 $S_s = 0,7 \text{ g}$
- Lihat Gambar 9 PETA HAZARD: Lokasi Surabaya
 $S_1 = 0,25 \text{ g}$

5. Lihat Tabel 2.5 Koefisien F_a
 $F_a = 1,3$
6. Lihat Tabel 2.6 Koefisien F_v
 $F_v = 3$
7. S_{MS}
 $= F_a * S_s$
 $= 1,3 * 0,7$
 $= 0,91$
8. S_{M1}
 $= F_v * S_1$
 $= 3 * 0,10$
 $= 0,3$
9. S_{DS}
 $= (2/3) * S_{MS}$
 $= (2/3) * 0,91$
 $= 0,6067$
10. S_{D1}
 $= (2/3) * S_{M1}$
 $= (2/3) * 0,3$
 $= 0,5$
11. T_0
 $= 0,2 * (S_{D1} / S_{DS})$
 $= 0,2 * (0,5 / 0,6067)$
 $= 0,165$
- T_1
 $= S_{D1} / S_{DS}$
 $= 0,5 / 0,6067$
 $= 0,824$
12. Periode Fundamental Pendekatan
 - $C_t = 0,0466$
 - $x = 0,9$
 - $h_n = 62,1 \text{ m}$
 - $T = C_t * (h_n^x)$
 $= 0,0466 * (56,1^{0,9})$
 $= 1,75$
13. Spektrum Respon Desain
 $T > T_0 \quad = \quad S_a = S_{DS}$

14. Berat Bangunan

Tabel 4.3 Berat Bangunan Hotel Pesonna Pegadaian Surabaya

| Wi | JENIS BEBAN | KETERANGAN | BERAT | TOTAL | SAT. |
|----|-------------|----------------|---------|---------|------|
| Wo | MATI | B1 | 118.487 | | |
| | | B2 | 32.432 | | |
| | | B3 | 12.558 | | |
| | | PLAT | 193.752 | | |
| | | KOLOM | 4.763 | | |
| | | TANGGA | 19.197 | | |
| | | DINDING | 76.869 | | |
| | HIDUP | | 129.168 | | |
| | | | | 587.226 | Kg |
| W1 | MATI | B1 | 118.487 | | |
| | | B2 | 32.432 | | |
| | | B3 | 12.558 | | |
| | | PLAT | 193.752 | | |
| | | KOLOM | 7.873 | | |
| | | TANGGA | 13.905 | | |
| | | DINDING | 127.069 | | |
| | | SPESI | 28.256 | | |
| | | KERAMIK | 16.146 | | |
| | | ME | 26.910 | | |
| | | PLUMBING | 6.728 | | |
| | | PLAFOND RANGKA | 12.110 | | |
| | HIDUP | | 129.168 | | |
| | | | | 725.393 | Kg |

Tabel 4.3 Berat Bangunan Hotel Pesonna Pegadaian Surabaya
(Lanjutan)

| Wi | JENIS BEBAN | KETERANGAN | BERAT | TOTAL | SAT. |
|--------|-------------|----------------|---------|------------|------|
| W2 | MATI | B1 | 118.487 | | |
| | | B2 | 32.432 | | |
| | | B3 | 12.558 | | |
| | | PLAT | 193.752 | | |
| | | KOLOM | 6.221 | | |
| | | TANGGA | 13.905 | | |
| | | DINDING | 176.800 | | |
| | | SPESI | 28.256 | | |
| | | KERAMIK | 16.146 | | |
| | | ME | 26.910 | | |
| | | PLUMBING | 6.728 | | |
| | | PLAFOND RANGKA | 12.110 | | |
| | HIDUP | | 129.168 | | |
| | | | | 773.472 | Kg |
| W3-W15 | | | | 10.055.130 | Kg |
| W16 | MATI | B1 | 59.243 | | |
| | | B2 | 21.622 | | |
| | | B3 | 1.904 | | |
| | | BP | 29.765 | | |
| | | PLAT | 242.190 | | |
| | | KOLOM | 6.221 | | |
| | | TANGGA | 13.905 | | |
| | | DINDING | 145.200 | | |
| | | SPESI | 28.256 | | |
| | | KERAMIK | 16.146 | | |
| | | ME | 26.910 | | |
| | | PLUMBING | 6.728 | | |
| | | PLAFOND RANGKA | 12.110 | | |
| | HIDUP | | 334.357 | | |
| | | | | 944.555 | Kg |

Tabel 4.3 Berat Bangunan Hotel Pesonna Pegadaian Surabaya
(Lanjutan)

| Wi | JENIS BEBAN | KETERANGAN | BERAT | TOTAL | SAT. |
|-----|-------------|----------------|---------|------------|------|
| W17 | MATI | B1 | 59.243 | | |
| | | B2 | 21.622 | | |
| | | B3 | 1.904 | | |
| | | BP | 29.765 | | |
| | | PLAT | 242.190 | | |
| | | KOLOM | 3.110 | | |
| | | TANGGA | 13.905 | | |
| | | DINDING | 72.600 | | |
| | | SPESI | 28.256 | | |
| | | KERAMIK | 16.146 | | |
| | | ME | 26.910 | | |
| | | PLUMBING | 6.728 | | |
| | | PLAFOND RANGKA | 12.110 | | |
| | HIDUP | | 65.660 | | |
| Wt | | | | 600.149 | Kg |
| | | | | 13.685.923 | Kg |

15. Sesuai dengan Tabel 2.8. Faktor Keutamaan Gempa (I_e) untuk bangunan hotel yakni sebesar 1,0
16. Tabel 6 SNI 1726:2012 Kategori desain seismic berdasarkan S_Ds (Untuk kategori risiko II dan nilai S_Ds $0,6067 \geq 0,6$) Kategori desain seismic termasuk kategori **E**
17. Tabel 7 SNI 1726:2012 Kategori desain seismic berdasarkan S_{D1} (Untuk kategori risiko II dan nilai S_{D1} $0,5 \leq 0,56$) Kategori desain seismic termasuk kategori **D**
18. Tabel 9 SNI 1726:2012 Untuk kategori desain seismic **E** dengan batasan system struktur dan batasan tinggi struktur **TB**. Maka struktur menggunakan Sistem Rangka Beton Pemikul Momen Khusus (SRPMK) dan Koefisien modifikasi respons (R) sebesar 8
19. Perhitungan koefisien respons seismic (C_s) sesuai dengan SNI 1726:2012, 7.8.1.1

$$C_s = \frac{S_{DS}}{\frac{R}{I_e}}$$

$$C_s = \frac{0,6}{\frac{8}{1}}$$

$$C_s = 0,075$$

Nilai C_s tidak perlu melebihi:

$$C_s = \frac{S_{D1}}{T \frac{R}{I_e}}$$

$$C_s = \frac{0,56}{1,75 \frac{8}{1}}$$

$$C_s = 0,04$$

Dan tidak kurang dari:

| | | | |
|-------|------------------------------------|--------|------|
| C_s | $= 0,044 \times S_{DS} \times I_e$ | \geq | 0,01 |
| | $= 0,044 \times 0,6 \times 1$ | \geq | 0,01 |
| | $= 0,0264$ | \geq | 0,01 |

Maka nilai C_s pakai yaitu 0,04

20. Gaya geser seismic (V)

$$V = C_s \times W_t$$

$$= 0,04 \times 14893945 \text{ kg}$$

$$= 595757,8 \text{ kg}$$

$$= 595,8 \text{ ton}$$

Halaman ini sengaja dikosongkan

4.3 Perencanaan Struktur Sekunder

4.3.1 Perencanaan Penulangan Pelat Lantai

Adapun data-data perencanaan dalam perhitungan pelat lantai tipe PL1 adalah sebagai berikut:

| | |
|-----------------------------|-----------|
| - Bentang Pendek (L_x) | : 3450 mm |
| - Bentang Panjang (L_y) | : 5000 mm |
| - Tebal Pelat (h) | : 120 mm |
| - Mutu Beton (f_c') | : 30 MPa |
| - Mutu Baja (f_y) | : 400 MPa |
| - $Cover$ (t) | : 20 mm |
| - b | : 1000 mm |
| - β_1 | : 0.85 |
| - D Tulangan Lentur | : 10 mm |
| - Ø Tulangan Susut | : 8 mm |

- Rasio sumbu panjang dan sumbu pendek pelat:

$$\frac{L_y}{L_x} = \frac{5000 \text{ mm}}{3450 \text{ mm}} = 1.45 < 2.00$$

Maka tipe pelat PL1 termasuk dalam pelat 2 arah (*two way slab*).

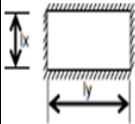
- Rasio kekakuan balok terhadap pelat:

$$am = 12.5 \geq 2$$

Maka pelat termasuk dalam pelat yang kaku atau Terjepit Penuh.

Dalam perhitungan analisis pelat dua arah ini digunakan metode koefisien momen dimana koefisiennya didapatkan berdasarkan tabel berikut:

Tabel 4. 3. Momen dalam pelat

| | | l_y/l_x | 1.0 | 1.1 | 1.2 | 1.3 | 1.4 | 1.5 |
|----|---|---------------------------|-----|-----|-----|-----|-----|-----|
| II |  | $M_{lx}=+0.001 q l_x^2 X$ | 21 | 25 | 28 | 31 | 34 | 36 |
| | | $M_{ly}=+0.001 q l_x^2 X$ | 21 | 21 | 20 | 19 | 17 | 17 |
| | | $M_{tx}=-0.001 q l_x^2 X$ | 52 | 59 | 64 | 69 | 73 | 76 |
| | | $M_{ty}=-0.001 q l_x^2 X$ | 52 | 54 | 56 | 57 | 57 | 57 |

Dikarenakan pelat yang direncanakan terjepit penuh oleh balok pada keempat sisinya sehingga pelat tersebut termasuk dalam tipe II, besar nilai X dihitung berdasarkan tabel 4.3 adalah sebagai berikut:

Lapangan $X_x = 35$ dan $X_y = 17$

Tumpuan $X_x = 74.5$ dan $X_y = 57$

A. Pembebanan Pelat Lantai

Pelat direncanakan menerima beban mati dan beban hidup dengan kombinasi pembebanan yang sesuai dengan SNI 2847-2013 pasal 9.2.(1), yaitu sebesar :

1. Beban Mati (D)

| | | | | | | | |
|---------------|---|------|---|------|---|-----|----------|
| Berat sendiri | = | 0,12 | x | 2400 | = | 288 | kg/m^2 |
| Plafond | = | | | 11 | = | 11 | kg/m^2 |
| Penggantung | = | | | 7 | = | 7 | kg/m^2 |
| Tegel $t=1cm$ | = | 1 | x | 24 | = | 24 | kg/m^2 |
| Spesi $t=2cm$ | = | 2 | x | 21 | = | 42 | kg/m^2 |
| Ducting AC | = | | | 19 | = | 19 | kg/m^2 |
| Plumbing | = | | | 10 | = | 10 | kg/m^2 |
| | | | | | = | 401 | kg/m^2 |

2. Beban Hidup (L) Plat Lantai 1 s/d 17 Tipe PL1

$$\text{Beban hidup } (L_o) = 1,92 \text{ kN/m}^2 \text{ (SNI 1727-2013 Tabel 4-1)}$$

$$\text{Luas tributary } (A_T) = 5 \times 3,45 = 17,25 \text{ m}^2$$

$$K_{LL} = 1 \text{ (SNI 1727-2013 Tabel 4-2)}$$

$$K_{LL} A_T = 17,25 \times 1 = 17,25 \text{ m}^2$$

$$17,25 \text{ m}^2 \leq 37,16 \text{ m}^2 \text{ (beban hidup tidak boleh direduksi)}$$

$$\text{Maka, beban hidup lantai 1 s/d 17 } 1,92 \text{ kN/m}^2 = 192 \text{ kg/m}^2$$

3. Kombinasi Pembebanan

$$\begin{aligned} Q_u &= 1,2 D + 1,6 L + 0,5(L_r \text{ atau } R) \\ &= (1,2 \times 401) + (1,6 \times 192) \\ &= 788,4 \text{ kg/m}^2 \end{aligned}$$

$$\text{Maka, digunakan } Q_u = 788,4 \text{ kg/m}^2$$

B. Perhitungan Momen-momen pelat:

$$\begin{aligned} M_{lx} &= +0,001 \times q \times Lx^2 \times X_x \\ &= +0,001 \times 788,4 \times 3,45^2 \times 35 \\ &= 328,44 \text{ kgm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_{ly} &= +0,001 \times q \times Lx^2 \times X_y \\ &= +0,001 \times 788,4 \times 3,45^2 \times 17 \\ &= 159,5 \text{ kgm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 M_{tx} &= -0,001 \times q \times Lx^2 \times X_x \\
 &= -0,001 \times 788,4 \times 3,45^2 \times 74,5 \\
 &= 699,14 \text{ kgm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 M_{ty} &= -0,001 \times q \times Lx^2 \times X_y \\
 &= -0,001 \times 788,4 \times 3,45^2 \times 57 \\
 &= 534,9 \text{ kgm}
 \end{aligned}$$

Karena pelat memiliki dua arah tulangan utama yang berbeda arah (x dan y) maka tinggi efektif dari pelat adalah:

- $dx = \text{tebal pelat } (h) - \text{Cover } (t) - 1/2 D \text{ tulangan}$
 $= 95 \text{ mm}$
- $dy = \text{tebal pelat } (h) - \text{Cover } (t) - D - 1/2 D \text{ tulangan}$
 $= 85 \text{ mm}$

Penulangan tumpuan

➤ Tumpuan Arah X

Faktor momen pemikul (dengan asumsi penmpang terkendali tarik $\phi = 0,9$) sesuai dengan SNI 2847 2013 Ps. 9.3.2.1)

- $M_{tx} = 699,14 \text{ kgm} = 6991400 \text{ Nmm}$
- $R_n = \frac{M_n}{bd^2} = \frac{Mu}{\phi bd^2} = \frac{6991400}{0,9 \times 1000 \times 95^2} = 0,86$
- $m = \frac{fy}{0,85 \times f_c} = \frac{400}{0,85 \times 30} = 15,69$

- $$\rho_{\text{perlu}} = \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times m \times Rn}{f_y}} \right)$$

$$= \frac{1}{15,69} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 15,69 \times 0,86}{400}} \right)$$

$$= 0,0022$$

- $$As = \rho \times b \times d = 0,0022 \times 1000 \times 95 = 209 \text{ mm}^2$$

Kontrol kondisi penampang

- $$\alpha = \frac{As \times f_y}{0,85 \times f_c \times b}$$

$$= \frac{209 \times 400}{0,85 \times 30 \times 1000}$$

$$=$$

$$= 3,28 \text{ mm}$$

- Luas tulangan perlu (As)

$$As = \frac{0,85 \times f_c' \times a b}{f_y} = \frac{0,85 \times 30 \times 3,3 \times 1000}{400} = 210,375 \text{ mm}^2$$

- Cek kondisi penampang awal sesuai SNI 2847 2013 Ps. 9.3

$$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{3,28}{0,85} = 3,8 \text{ mm}$$

$$0,375 \text{ dt} = 0,375 \times 95 = 35,625 \text{ mm}$$

$$C \leq 0,375 \text{ dt}$$

$$3,8 \text{ mm} \leq 35,625 \text{ mm}$$

OKE

- Menentukan kebutuhan tulangan terpasang

$$A_{S\text{perlu}} \leq \frac{Mu}{\phi \times f_y \times \left(d - \frac{a}{2}\right)}$$

$$A_{S\text{perlu}} \leq \frac{6991400}{0,9 \times 400 \times \left(95 - \frac{3,28}{2}\right)}$$

$$A_{S\text{perlu}} \leq 208 \text{ mm}^2$$

- Cek syarat minimum tulangan sesuai dengan SNI 2847 2013 Ps 7.12.2.1

$$\rho_{\text{perlu}} = \frac{A_s}{bd} = \frac{208,25}{1000 \times 95} = 0,0022$$

$$\rho_{\text{min}} = 0,0018$$

$$A_{S\text{perlu}} = \rho_{\text{min}} \times b \times d = 0,0022 \times 1000 \times 95 = 209 \text{ mm}^2$$

- Kontrol jarak spasi tulangan

Jarak tulangan utama

$$n_{\text{tul}} = \frac{A_{S\text{perlu}}}{A_{S\text{tulangan}}} = \frac{209}{0,25 \times \pi \times 10^2} = 2,66 \text{ maka digunakan } 3 \text{ buah}$$

Jarak tulangan per 1 meter pelat

$$S_{\text{tul}} = \frac{b}{n-1} = \frac{1000}{3-1} = 500 \text{ mm}$$

Sesuai dengan SNI 03-2847-2013 Ps. 13.3.2 yaitu,

$$S_{\text{max}} \leq 2 \times h \leq 2 \times 120 = 240 \text{ mm}$$

Maka dipasang tulangan $D10 - 200 \text{ mm}$

- Kontrol jarak tulangan terhadap retak

Spasi tulangan yang berada paling dekat dengan permukaan tarik tidak boleh melebihi syarat pada *SNI-03-2847-2013 Ps.10.6.4*

C_c = 20 mm (jarak terkecil dari permukaan tulangan ke muka tarik)

$$F_s = 2/3 \times f_y = 2/3 \times 240 = 160 \text{ Mpa}$$

$$\begin{aligned} S &= 380 \left(\frac{280}{f_s} \right) - 2,5 C_c = 380 \left(\frac{280}{160} \right) - 2,5 \times 20 \\ &= 615 \text{ mm} > 125 \text{ mm} \quad (\text{OKE}) \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} S_{\max} &= 300 (280/f_s) = 300 (280/160) \\ &= 525 \text{ mm} > 125 \text{ mm} \quad (\text{OKE}) \end{aligned}$$

- Kontrol lendutan

Lendutan maksimum yang diijinkan dalam SNI-03-2847-2013 Ps.9.5.3.1 tabel 9.5(b) untuk pelat lantai untuk lendutan seketika akibat beban hidup (LL) adalah :

$$\delta_{\text{ijin}} = \frac{l}{360} = \frac{3450}{360} = 9,58 \text{ mm}$$

$$E_c = 4700 \sqrt{f_c} = 4700 \sqrt{30} = 25742,96 \text{ Mpa}$$

$$\begin{aligned} Q &= 1DL + 1LL \\ &= 401 + 192 \\ &= 593 \text{ kg/m}^2 \times 1 \text{ m} \\ &= 5,93 \text{ N/mm} \end{aligned}$$

$$I = 1/12 b h^3 = 1/12 \times 1000 \times 120^3 = 1,44 \times 10^8$$

$$\delta^o = \left(\frac{5}{384} \times \frac{Q \times L^4}{EI} \right) = \left(\frac{5}{384} \times \frac{5,93 \times 3450^4}{25742,96 \times 1,44 \times 10^8} \right)$$

$$= 2,95 \text{ mm} < \delta_{ijin} = 9,58 \text{ mm} \quad (\text{OKE})$$

- Cek kapasitas penampang

$$\alpha = \frac{As \cdot fy}{0,85 \cdot f'c' \cdot b} = \frac{551 \times 240}{0,85 \times 30 \times 1000} = 5,2 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} \phi Mn &= \phi \cdot As \cdot fy \cdot (d - 0,5a) \\ &= 0,9 \times 551 \times 240 \times (95 - (0,5 \times 5,2)) \\ &= 10997078,4 \text{ Nmm} \end{aligned}$$

$$Mu < \phi Mn$$

$$6991400 \text{ Nmm} < 10997078,4 \text{ Nmm} \quad (\text{OKE})$$

- Perhitungan tulangan susut dan suhu (tulangan bagi)

$$\text{Didapatkan } \rho_{\text{susut}} = 0,0018 \text{ untuk } fy = 400 \text{ Mpa}$$

$$\begin{aligned} As_{\text{susut}} &= 0,0018 \times b \times h \\ &= 0,0018 \times 1000 \times 120 \\ &= 216 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Jarak tulangan susut

$$S = \frac{0,25 \times \pi \times d^2 \times 1000}{As_{\text{susut}}} = \frac{0,25 \times \pi \times 8^2 \times 1000}{216} = 232 \text{ mm}$$

$$S < 5h = 5 \times 120 = 600 \text{ mm}$$

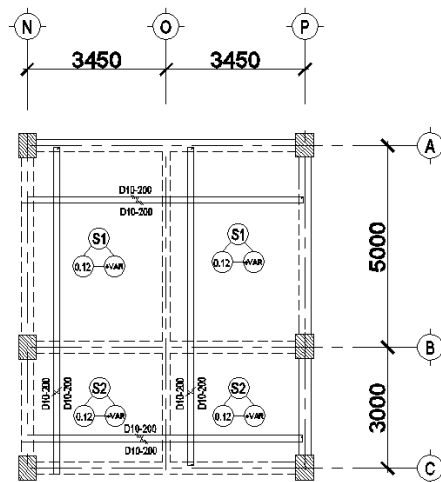
$$S \leq 450 \text{ mm}$$

Dipasang tulangan susut D8 – 250 mm

Selanjutnya perhitungan dapat dilihat pada tabel berikut ini:

Tabel 4. 4 Penulangan Pelat Lantai

| Lokasi | | Mu (Nmm) | As (mm ²) | Tulangan | ϕMn (Nmm) |
|---------|-------|-------------|--------------------------|-----------|--------------------|
| a | b | c | d | e | g |
| Tump. x | Pokok | 6991400 | 208 | D10 – 200 | 10997078 |
| | Susut | | 216 | D8 – 250 | |
| Lap. x | Pokok | 3284400 | 208 | D10 – 200 | 10997078 |
| | Susut | | 216 | D8 – 250 | |
| Tump. y | Pokok | 5349000 | 208 | D10 – 200 | 10997078 |
| | Susut | | 216 | D8 – 250 | |
| Lap. y | Pokok | 1595000 | 208 | D10 – 200 | 10997078 |
| | Susut | | 216 | D8 – 250 | |



Gambar 4. 8. Penulangan pelat

Halaman ini sengaja dikosongkan

4.3.2 Perencanaan Penulangan Balok Anak

➤ **Data perencanaan:**

- Tipe balok : BA1
 - Bentang balok : 5 m
 - Jarak antar balok : 3,45 m
 - Dimensi balok
 - b : 25 cm
 - h : 35 cm
 - Diameter tulangan
 - (lentur) : 16 mm
 - (geser) : 10 mm
 - Mutu tulangan
 - (lentur) f_y : 400 Mpa
 - (geser) f_y : 240 Mpa
 - Mutu beton f_c' : 30 Mpa
 - Selimut beton : 40 mm
- (SNI 03-2847-2013 pasal (7.7.1))*

$$\begin{aligned}
 \beta_1 &= 0,85 - 0,05((f_c' - 28)/7) \\
 &= 0,85 - 0,05((30 - 28)/7) \\
 &= 0,84 \quad (SNI 03-2847-2013 \text{ pasal } (10.2.7.3))
 \end{aligned}$$

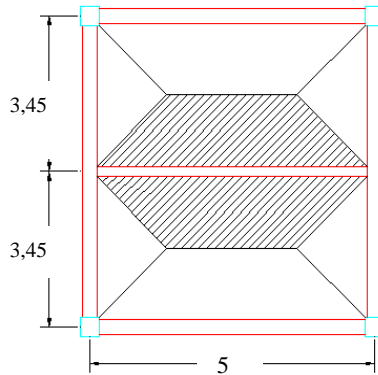
Tinggi efektif balok

$$\begin{aligned}
 d &= h_{\text{balok}} - \text{selimut beton} - \emptyset \text{ tul. geser} - \frac{1}{2} D \text{ tul. lentur} \\
 &= 350 \text{ mm} - 40 \text{ mm} - 10 \text{ mm} - (16 \text{ mm})/2 \\
 &= 292 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$d' = \text{selimut beton} + \emptyset \text{ tul. geser} + \frac{1}{2} D \text{ tul. lentur}$$

$$\begin{aligned}
 &= 40 \text{ mm} + 10 \text{ mm} + (16 \text{ mm})/2 \\
 &= 58 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

➤ Pembebanan



Gambar 4. 9. Pembebanan Balok Anak

Beban pelat lantai $q_{pelat} = 813,6 \text{ kg/m}^2$

Beban sendiri

$$\begin{aligned}
 q_{balok} &= b \times h \times \rho_{beton} \\
 &= 0,25 \text{ m} \times 0,35 \text{ m} \times 2400 \text{ kg/m}^3 \\
 &= 210 \text{ kg/m}
 \end{aligned}$$

Beban trapesium

$$q_{trap} = \frac{1}{2} \times q_{pelat} \times lx \left(1 - \frac{1}{3} \times \frac{lx^2}{ly^2} \right)$$

$$\begin{aligned}
 &= \frac{1}{2} \times 813,6 \times 3,45 \left(1 - \frac{1}{3} \times \frac{3,45^2}{5^2} \right) \\
 &= 1180,73 \text{ kg/m}
 \end{aligned}$$

Beban yang dipikul balok

$$\begin{aligned}
 q &= (2 \times q_{\text{trap}}) + q_{\text{balok}} \\
 &= (2 \times 1180,73 \text{ kg/m}) + 210 \text{ kg/m} \\
 &= 2571,46 \text{ kg/m}
 \end{aligned}$$

➤ **Momen Yang Terjadi**



(SNI 03-2847-2013 pasal (9.3.2.3))

$$\begin{aligned}
 L_n &= \text{Bentang bersih balok} \\
 &= 5000 - (2 \times (1/2 \times 350)) \\
 &= 4650 \text{ mm} \\
 &= 4,6 \text{ m}
 \end{aligned}$$

Momen pada tumpuan A

$$\begin{aligned}
 M_A &= 1/10 \times q \times L_n^2 \\
 &= 1/10 \times 2571,46 \times 4,6^2 \\
 &= 5439,09 \text{ kgm} = 54390933,6 \text{ Nmm}
 \end{aligned}$$

Momen pada lapangan A-B

$$\begin{aligned}
 M_{A-B} &= 1/16 \times q \times l_n \\
 &= 1/16 \times 2571,46 \times 4,6^2 \\
 &= 3400,755 \text{ kgm} = 34007559 \text{ Nmm}
 \end{aligned}$$

Momen pada tumpuan B

$$\begin{aligned}
 M_B &= 1/10 \times q \times l_n \\
 &= 1/10 \times 2571,46 \times 4,6^2 \\
 &= 4946,55 \text{ kgm} = 49465539 \text{ Nmm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 V_u &= \frac{q \times l_n}{2} \\
 &= \frac{2571,46 \times 4,6}{2} \\
 &= 5914,358 \text{ kg}
 \end{aligned}$$

➤ Perhitungan penulangan

- Tumpuan A
 - Menghitung kebutuhan tulangan awal
- Asumsi penampang berada dalam kondisi tension controlled ($\phi = 0,9$)

$$R_n = \frac{M_u}{\phi \times b \times d^2} = \frac{54390933,6}{0,9 \times 250 \times 292^2} = 2,84$$

$$m = \frac{f_y}{0,85 \times f_c} = \frac{400}{0,85 \times 30} = 15,69$$

$$\rho \text{ perlu} = \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times m \times R_n}{f_y}} \right)$$

$$= \frac{1}{15,69} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 15,69 \times 2,84}{400}} \right)$$

$$= 0,0076$$

$$A_s = \rho \times b \times d$$

$$= 0,0076 \times 250 \times 292$$

$$= 554,8 \text{ mm}^2$$

- Kontrol kondisi penampang

$$a = \frac{A_s \times f_y}{0,85 \times f_c \times b}$$

$$= \frac{554,8 \times 400}{0,85 \times 30 \times 250}$$

$$= 34,81 \text{ mm}$$

$$c = \frac{a}{\beta_1}$$

$$= \frac{34,81}{0,84}$$

$$= 41,44 \text{ mm}$$

$$0,375 d_t = 0,375 \times 292 = 109,5 \text{ mm}$$

$$c \leq 0,375 d_t$$

(SNI 03-2847-2013 gambar (S9.3.2))

$$41,44 \text{ mm} \leq 109,5 \text{ mm} \text{ (Oke)}$$

- Menentukan kebutuhan tulangan terpasang

$$As \text{ perlu} \leq \frac{Mu}{\phi f_y \left(d - \frac{a}{2}\right)}$$

$$As \text{ perlu} \leq \frac{54390933,6}{0,9 \times 400 \times \left(292 - \frac{34,81}{2}\right)}$$

$$As \text{ perlu} \leq 550,21 \text{ mm}^2$$

- Cek syarat kebutuhan tulangan minimum

Tidak boleh kurang dari $\frac{0,25 \sqrt{f_c}}{f_y} bw d$ dan tidak lebih kecil dari $\frac{1,4}{f_y} bw d$

(SNI 03-2847-2013 pasal (10.5.1))

$$\begin{aligned} As \text{ min} &= \frac{0,25 \sqrt{f_c}}{f_y} bw d \\ &= \frac{0,25 \sqrt{30}}{400} 250 \times 292 \\ &= 249,9 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} As \text{ min} &= \frac{1,4}{f_y} bw d \\ &= \frac{1,4}{400} 250 \times 292 \\ &= 255,5 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Yang menentukan adalah 255,5 mm², karena $As \text{ perlu} > As \text{ min}$, maka gunakan $As \text{ perlu}$.

- Menentukan jumlah tulangan utama terpasang

Jumlah tulangan terpasang:

$$\begin{aligned}
 N_{\text{tul}} &= \frac{As_{\text{perlu}}}{As_{\text{tul.}}} \\
 &= \frac{554,8}{0,25 \times \pi \times 16^2} \\
 &= 2,8 \approx 4 \text{ buah}
 \end{aligned}$$

Kontrol jarak tulangan

Tulangan dipasang 1 lapis, maka:

$$S = \frac{bw - (2 \times \text{selimut}) - (n \times D_{\text{tul.lentur}}) - (2 \times \emptyset \text{ sengkang})}{n-1} \geq 25 \text{ mm}$$

(SNI 03-2847-2013 pasal (7.6.1))

$$S = \frac{250 - (2 \times 40) - (4 \times 16) - (2 \times 10)}{4-1} \geq 25 \text{ mm}$$

$$S = 28 \text{ mm} \geq 25 \text{ mm} \text{ (OKE)}$$

- Dari hasil perhitungan maka digunakan tulangan **4D16**

- Lapangan A-B

- Menghitung kebutuhan tulangan awal

Asumsi penampang berada dalam kondisi tension controlled ($\emptyset = 0,9$)

$$R_n = \frac{Mu}{\emptyset \times b \times d^2} = \frac{34007559}{0,9 \times 250 \times 292^2} = 1,77$$

$$m = \frac{f_y}{0,85 \times f_c} = \frac{400}{0,85 \times 30} = 15,69$$

$$\begin{aligned}
 \rho_{\text{perlu}} &= \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times m \times R_n}{f_y}} \right) \\
 &= \frac{1}{15,69} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 15,69 \times 1,77}{400}} \right)
 \end{aligned}$$

$$= 0,0046$$

$$\begin{aligned} A_s &= \rho \times b \times d \\ &= 0,0046 \times 250 \times 292 \\ &= 335,61 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

- Kontrol kondisi penampang

$$\begin{aligned} a &= \frac{A_s \times f_y}{0,85 \times f_c \times b} \\ &= \frac{335,61 \times 400}{0,85 \times 30 \times 250} \\ &= 21,06 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} c &= \frac{a}{\beta_1} \\ &= \frac{21,06}{0,84} \\ &= 25,07 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$0,375 \text{ dt} = 0,375 \times 292 = 109,5 \text{ mm}$$

$$c \leq 0,375 \text{ dt}$$

(SNI 03-2847-2013 gambar (S9.3.2))

$$25,07 \text{ mm} \leq 109,5 \text{ mm} \text{ (Oke)}$$

- Menentukan kebutuhan tulangan terpasang

$$As \text{ perlu} \leq \frac{Mu}{\phi f_y \left(d - \frac{a}{2}\right)}$$

$$As \text{ perlu} \leq \frac{34007559}{0,9 \times 400 \times \left(292 - \frac{21,06}{2}\right)}$$

$$As \text{ perlu} \leq 335,61 \text{ mm}^2$$

- Cek syarat kebutuhan tulangan minimum

Tidak boleh kurang dari $\frac{0,25 \sqrt{f_c}}{f_y} bw d$ dan tidak lebih kecil dari $\frac{1,4}{f_y} bw d$

(SNI 03-2847-2013 pasal (10.5.1))

$$\begin{aligned} As \text{ min} &= \frac{0,25 \sqrt{f_c}}{f_y} bw d \\ &= \frac{0,25 \sqrt{30}}{400} 250 \times 292 \\ &= 249,9 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} As \text{ min} &= \frac{1,4}{f_y} bw d \\ &= \frac{1,4}{400} 250 \times 292 \\ &= 255,5 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Yang menentukan adalah $255,5 \text{ mm}^2$, karena $As \text{ perlu} > As \text{ min}$, maka gunakan $As \text{ perlu}$.

- Menentukan jumlah tulangan utama terpasang

Jumlah tulangan terpasang:

$$\begin{aligned}
 N_{\text{tul}} &= \frac{As_{\text{perlu}}}{As_{\text{tul.}}} \\
 &= \frac{335,61}{0,25 \times \pi \times 16^2} \\
 &= 1,67 \approx 3 \text{ buah}
 \end{aligned}$$

Kontrol jarak tulangan

Tulangan dipasang 1 lapis, maka:

$$S = \frac{bw - (2 \times \text{selimut}) - (n \times D_{\text{tul.lentur}}) - (2 \times \emptyset \text{ sengkang})}{n-1} \geq 25 \text{ mm}$$

(SNI 03-2847-2013 pasal (7.6.1))

$$S = \frac{250 - (2 \times 40) - (3 \times 16) - (2 \times 10)}{3-1} \geq 25 \text{ mm}$$

$$S = 51 \text{ mm} \geq 25 \text{ mm} \text{ (OKE)}$$

- Dari hasil perhitungan maka digunakan tulangan **3D16**

• Tumpuan B

- Menghitung kebutuhan tulangan awal

Asumsi penampang berada dalam kondisi tension controlled ($\emptyset = 0,9$)

$$R_n = \frac{Mu}{\emptyset \times b \times d^2} = \frac{49465539}{0,9 \times 250 \times 292^2} = 2,58$$

$$m = \frac{fy}{0,85 \times fc} = \frac{400}{0,85 \times 30} = 15,69$$

$$\begin{aligned}
 \rho_{\text{perlu}} &= \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times m \times R_n}{fy}} \right) \\
 &= \frac{1}{15,69} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 15,69 \times 2,58}{400}} \right) \\
 &= 0,0068
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 A_s &= \rho \times b \times d \\
 &= 0,0068 \times 250 \times 292 \\
 &= 497,11 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

- Kontrol kondisi penampang

$$\begin{aligned}
 a &= \frac{A_s \times f_y}{0,85 \times f_c \times b} \\
 &= \frac{497,11 \times 400}{0,85 \times 30 \times 250} \\
 &= 31,19 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 c &= \frac{a}{\beta_1} \\
 &= \frac{31,19}{0,84} \\
 &= 37,13 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$0,375 \text{ dt} = 0,375 \times 292 = 109,5 \text{ mm}$$

$$c \leq 0,375 \text{ dt}$$

(SNI 03-2847-2013 gambar (S9.3.2))

$$37,13 \text{ mm} \leq 109,5 \text{ mm} \text{ (Oke)}$$

- Menentukan kebutuhan tulangan terpasang

$$A_s \text{ perlu} \leq \frac{M_u}{\phi f_y \left(d - \frac{a}{2}\right)}$$

$$A_s \text{ perlu} \leq \frac{49465539}{0,9 \times 400 \times \left(292 - \frac{31,13}{2}\right)}$$

$$As_{perlu} \leq 497,11 \text{ mm}^2$$

- Cek syarat kebutuhan tulangan minimum

Tidak boleh kurang dari $\frac{0,25 \sqrt{f_c}}{f_y} bw d$ dan tidak lebih kecil dari $\frac{1,4}{f_y} bw d$

(SNI 03-2847-2013 pasal (10.5.1))

$$\begin{aligned} As_{min} &= \frac{0,25 \sqrt{f_c}}{f_y} bw d \\ &= \frac{0,25 \sqrt{30}}{400} 250 \times 292 \\ &= 249,9 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} As_{min} &= \frac{1,4}{f_y} bw d \\ &= \frac{1,4}{400} 250 \times 292 \\ &= 255,5 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Yang menentukan adalah $255,5 \text{ mm}^2$, karena $As_{perlu} > As_{min}$, maka gunakan As_{perlu} .

- Menentukan jumlah tulangan utama terpasang

Jumlah tulangan terpasang:

$$\begin{aligned} N_{tul} &= \frac{As_{perlu}}{As_{tul.}} \\ &= \frac{497,11}{0,25 \times \pi \times 16^2} \\ &= 2,47 \approx 4 \text{ buah} \end{aligned}$$

Kontrol jarak tulangan

Tulangan dipasang 1 lapis, maka:

$$S = \frac{bw - (2 \times \text{selimut}) - (n \times D \text{ tul.lentur}) - (2 \times \emptyset \text{ sengkang})}{n-1} \geq 25 \text{ mm}$$

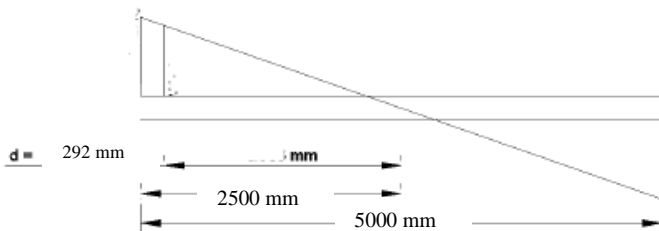
(SNI 03-2847-2013 pasal (7.6.1))

$$S = \frac{250 - (2 \times 40) - (4 \times 16) - (2 \times 10)}{4-1} \geq 25 \text{ mm}$$

$$S = 28,67 \text{ mm} \geq 25 \text{ mm (OKE)}$$

- Dari hasil perhitungan maka digunakan tulangan **4D16**

➤ Menentukan Tulangan Geser Terpasang



$$\begin{aligned} V_u' &= \frac{V_u}{2500} \times 2500 - d \\ &= \frac{5914,358}{2500} \times 2500 - 292 \\ &= 5622,358 \text{ Kg} \\ &= 56223,58 \text{ N} \end{aligned}$$

- Kuat geser beton

$$\begin{aligned}
 V_c &= 0,17 \times \lambda \times \sqrt{f_c} \times b_w \times d \\
 &\quad (SNI\ 03-2847-2013\ pasal\ (11.2.1.1)) \\
 &= 0,17 \times 1 \times \sqrt{30} \times 250 \times 292 \\
 &= 67972,37\ \text{N}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Faktor reduksi geser} &= 0,75 \\
 &\quad (SNI\ 03-2847-2013\ pasal\ (9.3.2.3))
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \phi V_c &= 0,75 \times 67972,37\ \text{N} \\
 &= 50979,28\ \text{N}
 \end{aligned}$$

- Cek kebutuhan tulangan geser

$$\begin{aligned}
 V_u' &> \phi V_c \rightarrow \text{butuh tulangan geser} \\
 &\quad (SNI\ 03-2847-2013\ pasal\ (11.4.7.1))
 \end{aligned}$$

$$56223,58\ \text{N} > 50979,28\ \text{N}$$

Maka butuh tulangan geser

- Kekuatan geser

$$\begin{aligned}
 \phi (V_c + V_s) &\geq V_u' \\
 &\quad (SNI\ 03-2847-2013\ pasal\ (11.1.1))
 \end{aligned}$$

$$0,75 (67972,37\ \text{N} + V_s) \geq 56223,58\ \text{N}$$

$$50979,28 + 0,75 V_s \geq 56223,58\ \text{N}$$

$$V_s \geq 6992,4\ \text{N}$$

- Desain tulangan geser

$$V_s = \frac{A_v \times f_y \times d}{s}$$

(SNI 03-2847-2013 pasal (11.4.7.2))

$$\begin{aligned} \frac{A_v}{s} &= \frac{V_s}{f_y \times d} \\ &= \frac{6992,4}{400 \times 292} \\ &= 0,06 \text{ mm}^2/\text{mm} \end{aligned}$$

Digunakan sengkang 2 kaki D10

$$A_v = 2 \times (1/4 \times \pi \times 10^2) = 157,08 \text{ mm}^2$$

$$\begin{aligned} S &= \frac{A_v}{A_v/s} \\ &= \frac{157,08}{0,06} \\ &= 2618 \text{ mm} \end{aligned}$$

- Cek jarak sengkang

$$S \leq d/2$$

$$S \leq 292/2$$

$$S \leq 146 \text{ mm}$$

- Dari hasil perhitungan maka digunakan sengkang 2 kaki, D10-125 pada daerah tumpuan dan D10-125 pada daerah lapangan.

➤ **Cek jarak tulangan terhadap kontrol retak**

Spasi tulangan terdekat ke muka tarik, S, tidak boleh melebihi yang diberikan oleh:

$$S = 380 \frac{280}{f_s} - 2,5 \text{ CC}$$

Tetapi tidak lebih besar dari

$$S = 300 \frac{280}{f_s}$$

(SNI 03-2847-2013 pasal (10.6.4))

Dimana:

Cc = Jarak terkecil permukaan tulangan ke muka tarik

= Cover + Ø sengkang

= 40 mm + 10 mm

= 50 mm

fs = $\frac{2}{3} \times f_y$

= $\frac{2}{3} \times 400 \text{ Mpa}$

= 266,667 Mpa

Maka:

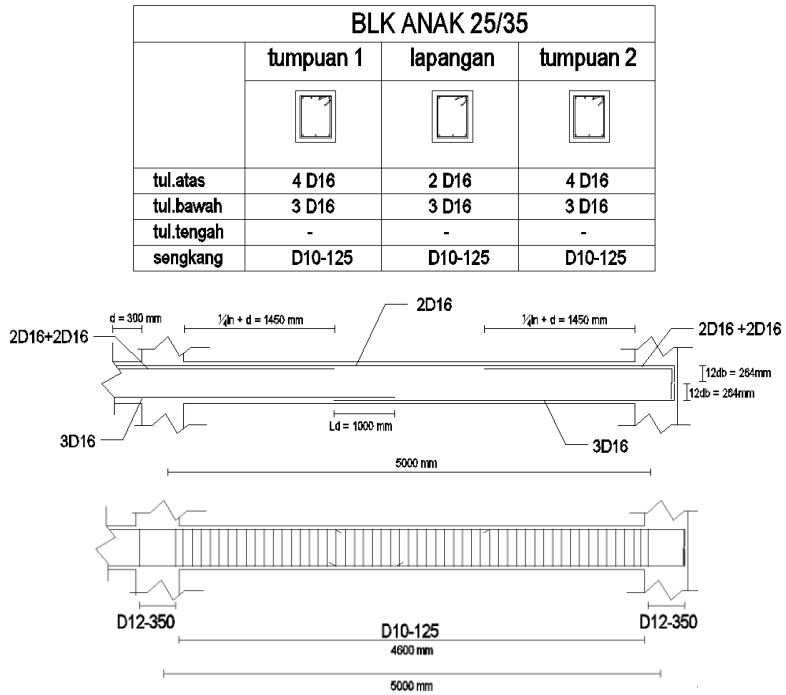
$$S = 380 \frac{280}{266,667} - 2,5 \times 50$$

= 273,99 mm > 25 mm (OKE)

Dan tidak lebih dari

$$S = 300 \times (280/266,667)$$

= 314,99 mm > 25 mm (OKE)



Gambar 4. 10 Penulangan balok anak

4.3.3 Perencanaan Penulangan Tangga

➤ **Data perencanaan**

Tangga akan didesain dengan meletakkan pelat bordes pada setengah tinggi antar lantai dengan data desain sebagai berikut :

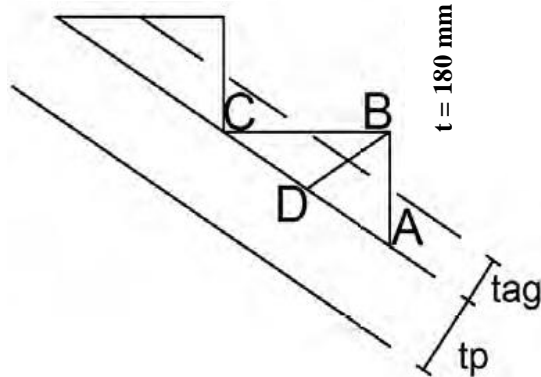
| | |
|-----------------------|-----------|
| Mutu beton (f'_c) | = 30 Mpa |
| Mutu baja (f_y) | = 400 Mpa |
| Tinggi Lt. 1 | = 3000 mm |
| Panjang bordes | = 3450 mm |
| Lebar bordes | = 1200 mm |
| Tinggi bordes | = 2450 mm |
| Lebar injakan | = 300 mm |
| Tinggi tanjakan | = 180 mm |
| Lebar tangga | = 1720 mm |
| Tebal pelat tangga | = 150 mm |
| Tebal pelat bordes | = 150 mm |
| Tebal selimut beton | = 20 mm |

$$\begin{aligned}
 \beta_1 &= 0,85 - 0,05((f'_c - 28)/7) \\
 &= 0,85 - 0,05((30 - 28)/7) \\
 &= 0,84
 \end{aligned}$$

(SNI 03-2847-2013 pasal (10.2.7.3))

➤ **Perencanaan Dimensi Tangga**

$$i = 300 \text{ mm}$$



Gambar 4. 11. Gambar Rencana Anak Tangga

- Panjang miring anak tangga

$$= \sqrt{(300)^2 + (180)^2}$$

$$= 349,86 \text{ mm}$$
- Jumlah tanjakan (nt)
 Tinggi bordes = 2,45 m = 2450 mm

$$nt = \text{tinggi bordes} / \text{tinggi} / \text{tanjakan}$$

$$= 2450 \text{ mm} / 180 \text{ mm} = 14 \text{ buah}$$
- Sudut kemiringan tangga

$$\alpha = \arctan t/i$$

$$= \arctan 180/300$$

$$= 30,996^{\circ} \approx 31^{\circ}$$

- Syarat sudut kemiringan

$$25^{\circ} \leq \alpha \leq 40^{\circ}$$

$$25^{\circ} \leq 31^{\circ} \leq 40^{\circ} \rightarrow \textbf{Memenuhi}$$

- Tebal plat ekuivalen

$$BD/AB = BC/AC$$

$$BD = AB \times BC/AC$$

$$= 180 \text{ mm} \times 300 \text{ mm} / 349,86 \text{ mm}$$

$$= 154,35 \text{ mm}$$

$$\text{Tag} = \frac{2}{3} \times BD$$

$$= \frac{2}{3} \times 154,35 \text{ mm}$$

$$= 102,9 \text{ mm} \approx 11 \text{ cm}$$

$$\text{tr} = \text{tag} + \text{tp}$$

$$= 11 + 15 = 26 \text{ cm}$$

➤ **Pembebanan**

Pembebanan beban yang ada pada komponen struktur tangga disesuaikan dengan Peraturan Pembebanan Indonesia Untuk Gedung 1983 (PPIUG 1983). Dan karena komponen struktur tangga merupakan salah satu komponen struktur sekunder maka direncanakan hanya menerima beban mati (DL) dan beban hidup (LL). Dalam hal ini, perhitungan beban-beban tangga dibagi atas pembebanan pada anak tangga dan pembebanan pada bordes.

A. Pembebanan Pelat Anak Tangga

1. Beban Mati

$$\text{Berat sendiri} = 0,26 \times 1,35 \times 2400 \cdot \frac{1}{30,96} = 982,36 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{Berat railing tangga} = 10 \text{ kg/m}^2 = 10 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{Berat spesi 2 cm} = 2 \cdot 21 \text{ kg/m}^2 = 42 \text{ kg/m}^2$$

$$\begin{aligned} \text{Berat keramik 1 cm} &= 1 \cdot 24 \text{ kg/m}^2 = \underline{24 \text{ kg/m}^2} + \\ \text{qDL} &= 1058,36 \text{ kg/m}^2 \end{aligned}$$

2. Beban Hidup

$$\text{Berat hidup tangga qLL} = 488,3 \text{ kg/m}^2$$

3. Beban Ultimate (Qu)

$$\begin{aligned} \text{Qu} &= 1,2 \text{ DL} + 1,6 \text{ LL} \\ &= (1,2 \times 1058,36 \text{ kg/m}^2) + (1,6 \times 488,3 \text{ kg/m}^2) \\ &= 2030,28 \text{ kg/m}^2 \times 1 \text{ m} \\ &= 2051,28 \text{ kg/m} \end{aligned}$$

B. Pembebanan Bordes

1. Beban Mati

$$\text{Berat sendiri} = 0,15 \cdot 1,725 \cdot 2400 \text{ kg/m}^3 = 621 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{Berat spesi 2 cm} = 2 \cdot 21 \text{ kg/m}^2 = 42 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{Berat railing tangga} = 10 \text{ kg/m}^2 = 10 \text{ kg/m}^2$$

$$\begin{aligned} \text{Berat keramik 1 cm} &= 1 \cdot 24 \text{ kg/m}^2 = \underline{24 \text{ kg/m}^2} + \\ \text{qDL} &= 697 \text{ kg/m}^2 \end{aligned}$$

2. Beban Hidup

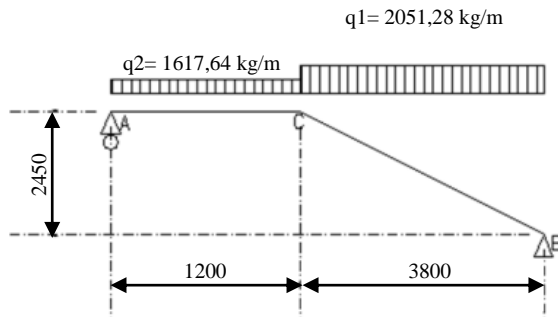
$$\text{Berat hidup bordes } q_{LL} = 488,23 \text{ kg/m}^2$$

3. Kombinasi Pembebanan Bordes

$$\begin{aligned} Q_u &= 1,2 \text{ DL} + 1,6 \text{ LL} \\ &= (1,2 \times 697 \text{ kg/m}^2) + (1,6 \times 488,27 \text{ kg/m}^2) \\ &= 1617,64 \text{ kg/m}^2 \times 1 \text{ m} \\ &= 1617,64 \text{ kg/m} \end{aligned}$$

C. Analisa Struktur Tangga

Pada proses analisa struktur tangga ini, menggunakan perhitungan statis tak tentu dengan menggunakan perletakan sendi rol, dimana pembebanan tangga dan output seperti dibawah ini :



Gambar 4. 12. Sketsa Beban Pada Tangga

Perhitungan Momen

1. Reaksi Perletakan

$$\sum M_b = 0$$

$$(V_a \times L_{AC} + L_{CB}) - (q_2 \times L_{AC} \times (\frac{1}{2} L_{AC} + L_{CB})) - (q_1 \times L_{CB} \times \frac{1}{2} L_{CB}) = 0$$

$$(V_a \times 5) - (1617,6 \times 1,2 \times 4,4) - (2051,3 \times 3,8 \times 1,9) = 0$$

$$(V_a \times 5) - 8541,16 - 14810,21 = 0$$

$$V_a \times 5 = 23351,4 \text{ kg}$$

$$V_a = 4670,3 \text{ kg}$$

$$\sum M_a = 0$$

$$V_a + V_b - (q_2 \times L_{AC}) - (q_1 \times L_{CB}) = 0$$

$$4670,3 + V_b - (1617,64 \times 1,2) - (2051,3 \times 3,8) = 0$$

$$V_b = 9736,02 - 4670,3$$

$$V_b = 5065,7 \text{ kg}$$

$$\sum V = 0 \text{ (Kontrol)}$$

$$(q_1 \times L_{CB}) + (q_2 \times L_{AC}) - V_a - V_b = 0$$

$$(2051,3 \times 3,8) + (1617,6 \times 1,2) - 4670,27 - 5065,75 = 0$$

$$0 = 0 \quad (\text{OK})$$

2. Pelat Bordes = 1,2 m

a. Gaya Momen (M)

$$M_{x1} = V_a \times X_1 - (0,5 q_2 X_i^2)$$

Momen maksimum bila : $\frac{\delta M_{xi}}{\delta x_i} = 0$

$$V_a - (q_2 \times X_1) = 0$$

$$X_1 = \frac{V_a}{q_2} = \frac{4670,3}{1617,6} = 2,89 \text{ m}$$

Maka momen maksimum terjadi di titik C = $X_1 = 1,2 \text{ m}$

$$\begin{aligned} M_{\max} &= V_a \times X_1 - (0,5 q_2 X_1^2) \\ &= 4670,27 \times 1,2 - (0,5 \times 1617,64 \times 1,2^2) \\ &= 4439,63 \text{ kgm} \end{aligned}$$

Pada titik A $M_a = 0 \text{ kgm}$

b. Gaya Lintang (D)

$$D_x = V_a - (q_2 \times X_1) = 4670,3 - (1617,6 \times X_1)$$

$$\text{Titik A, } X_1 = 0 \rightarrow D_a = 4670,27 \text{ kg}$$

$$\text{Titik C, } X_1 = 1,2 \rightarrow D_c = 2729,10 \text{ kg}$$

c. Gaya Normal (N)

$$\text{Titik A} \rightarrow N_a = 0 \text{ kg}$$

$$\text{Titik C} \rightarrow N_c = 0 \text{ kg}$$

3. Pelat Tangga = 3,5 m

Gaya Momen (M)

$$M_{x2} = V_b \times X_2 - (0,5 q_2 X_2^2)$$

$$= 5065,75 \times X2 - \frac{2051,2 \times X2^2}{2}$$

$$\text{Titik B} = 0 \text{ m} \rightarrow M_b = 0 \text{ kgm}$$

$$\text{Titik C} = 3,8 \text{ m} \rightarrow M_c = 4439,6 \text{ kgm}$$

Momen maksimum pada tangga

$$\begin{aligned} M_{\max} &= V_b + (q_1 \times X2) = 0 \\ &= 5065,75 \text{ kg} (2051,28 \times X2) = 0 \end{aligned}$$

$$X2 = 2,47 \text{ m}$$

$$\begin{aligned} M_{\max} &= V_b X2 - \frac{q_1 X2^2}{2} \\ &= 5065,75 \text{ kg} \times 2,47 \text{ m} - \frac{2051,28 \text{ kg} \times (2,47 \text{ m})^2}{2} \\ &= 6255 \text{ kgm} \end{aligned}$$

D. Penulangan Lentur Pelat Tangga

Direncanakan :

$$\text{Mutu beton (f'c)} = 30 \text{ MPa} \rightarrow \beta_1 = 0,84$$

$$\text{Tebal pelat (t)} = 150 \text{ mm}$$

$$\text{Selimut beton} = 20 \text{ mm}$$

$$\varnothing \text{ tulangan} = 16 \text{ mm}$$

$$\text{Kuat tarik (fy)} = 400 \text{ MPa}$$

$$\begin{aligned} d_x &= t_{\text{pelat}} - \text{decking} - \frac{1}{2} D \\ &= 150 - 20 - \left(\frac{1}{2} \times 16 \right) = 122 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$M_u = 6255 \text{ kgm} = 62550796,8 \text{ Nmm}$$

$$m = \frac{f_y}{0,85 \times f'_c} = \frac{400}{0,85 \times 30} = 15,686$$

$$R_n = \frac{Mu}{\phi \times b \times d^2} = \frac{62550796,8}{0,9 \times 1000 \times 1222^2} = 4,67 \text{ N/mm}$$

$$\begin{aligned} \rho_{\text{perlu}} &= \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2m \times R_n}{f_y}} \right) \\ &= \frac{1}{15,686} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 15,686 \times 4,67}{400}} \right) \\ &= 0,013 \end{aligned}$$

Sehingga didapatkan :

$$\begin{aligned} A_{s\text{perlu}} &= \rho_{\text{perlu}} \times b \times d \\ &= 0,013 \times 1000 \times 122 \\ &= 1585,88 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Menentukan jarak pasang antar tulangan :

$$\text{Jarak} = \frac{1000}{\frac{A_{s\text{perlu}}}{A_{s\text{tulangan}}}} = \frac{1000}{\frac{1585,88}{0,25 \times \pi \times 16^2}} = 126,78 \text{ mm}$$

Jadi dipasang tulangan D 16 - 125 mm

$$\text{Sehingga } A_{s\text{pakai}} = \frac{1000}{125} \times 0,25 \times \pi \times 16^2 = 1608,5 \text{ mm}^2.$$

- Kontrol Jarak Spasi Tulangan

$$S_{max} \leq 3h$$

$$125 \leq 3 \times 150 = 450 \quad (\text{Memenuhi})$$

$$S_{max} \leq 2h$$

$$125 \leq 2 \times 150 = 300 \quad (\text{Memenuhi})$$

Sehingga dipasang tulangan lentur D16 – 125 mm

- Penulangan susut

$$\rho_{\text{perlu}} = 0,0018$$

$$A_s \text{ perlu} = 0,0018 \times 1000 \times 122 = 219,6 \text{ mm}^2$$

Direncanakan tulangan lentur D10 – 250 mm

$$A_s \text{ Pasang} = \frac{1000}{250} \times 0,25 \times \pi \times 10^2 = 314,16 \text{ mm}^2 > A_s \text{ perlu}$$

sehingga, dipasang tulangan susut D10 – 250.

E. Penulangan Lentur Pelat Bordes

Direncanakan :

$$\text{Mutu beton (f'c)} = 30 \text{ MPa} \quad \rightarrow \beta_1 = 0,84$$

$$\text{Tebal pelat (t)} = 150 \text{ mm}$$

$$\text{Selimut beton} = 20 \text{ mm}$$

$$\varnothing \text{ tulangan} = 16 \text{ mm}$$

$$\text{Kuat tarik (fy)} = 400 \text{ MPa}$$

$$\begin{aligned}
 dx &= t_{\text{pelat}} - \text{decking} - \frac{1}{2} D \\
 &= 150 - 20 - \left(\frac{1}{2} \times 13 \right) \\
 &= 122 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$M_u = 4439,63 \text{ kgm} = 44396252,8 \text{ Nmm}$$

$$m = \frac{f_y}{0,85 \times f'_c} = \frac{400}{0,85 \times 30} = 15,686$$

$$R_n = \frac{Mu}{\phi \times b \times d^2} = \frac{44396252,8}{0,9 \times 1000 \times 122^2} = 3,3 \text{ N/mm}$$

$$\begin{aligned}
 \rho_{\text{perlu}} &= \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2m \times R_n}{f_y}} \right) \\
 &= \frac{1}{15,686} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 15,686 \times 3,3}{400}} \right) \\
 &= 0,009
 \end{aligned}$$

Sehingga didapatkan :

$$\begin{aligned}
 A_{s_{\text{perlu}}} &= \rho_{\text{perlu}} \times b \times d \\
 &= 0,009 \times 1000 \times 122 \\
 &= 1086,77 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

Menentukan jarak pasang antar tulangan :

$$\text{Jarak} = \frac{1000}{\frac{A_{s_{\text{perlu}}}}{A_{s_{\text{tulangan}}}}} = \frac{1000}{\frac{1086,77}{0,25 \times \pi \times 16^2}} = 185 \text{ mm}$$

Jadi dipasang tulangan D 16 - 150 mm

$$\begin{aligned}\text{Sehingga } A_{s_{\text{pakai}}} &= \frac{1000}{150} \times 0.25 \times \pi \times 16^2 \\ &= 1340,41 \text{ mm}^2.\end{aligned}$$

- Kontrol Jarak Spasi Tulangan

$$\begin{aligned}S_{\text{max}} &\leq 2h \\ 150 &\leq 2 \times 150 = 300 \quad (\text{Memenuhi})\end{aligned}$$

Sehingga dipasang tulangan lentur D16 – 125 mm

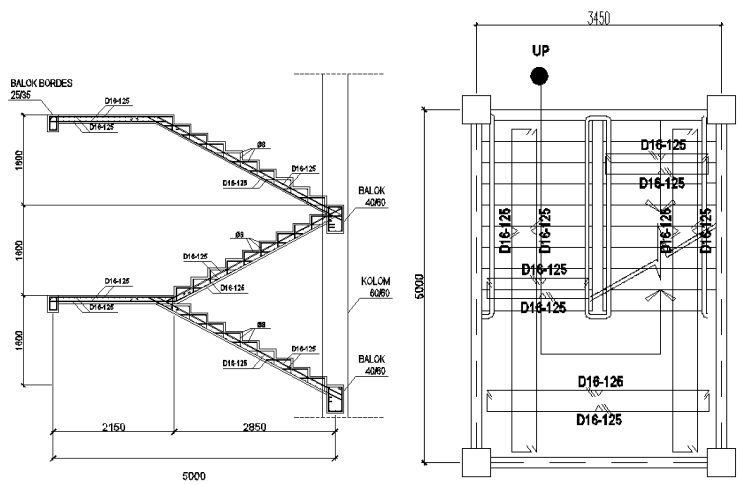
- Penulangan susut

$$\begin{aligned}\rho_{\text{perlu}} &= 0,0018 \\ A_{s_{\text{perlu}}} &= 0,0018 \times 1000 \times 122 = 219,6 \text{ mm}^2\end{aligned}$$

Direncanakan tulangan lentur D 10 – 250 mm

$$A_s \text{ Pasang} = \frac{1000}{250} \times 0,25 \times \pi \times 10^2 = 314,16 \text{ mm}^2 > A_s \text{ perlu}$$

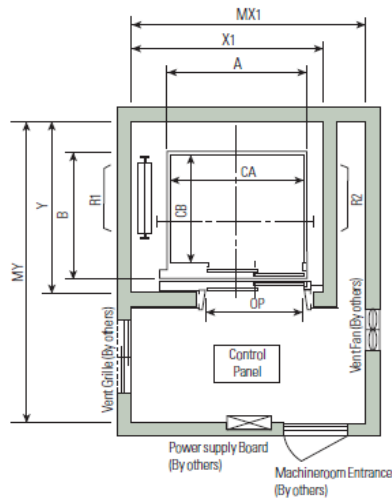
Maka, digunakan tulangan D 10 – 250.



Gambar 4. 13 Penulangan tangga

4.3.4 Perencanaan Balok Lift

Perancangan balok lift ini meliputi balok – balok yang berkaitan dengan ruang mesin lift. Untuk lift pada bangunan ini menggunakan lift penumpang yang diproduksi oleh Hyundai seperti diperlihatkan pada gambar 5.22 dengan spek sebagai berikut :



Gambar 4. 14. Penampang Lift

- Merk : Hyundai
- Tipe lift : Passenger
- Kapasitas : 20 orang/1350 kg
- Lebar pintu (op) : 1000 mm
- Dimensi ruang luncur (hoistway) : 2300 x 2750 mm²
- Dimensi sangkar (car size)
 - Inside : 1300 x 2300 mm²
 - Outside : 1400 x 2507 mm²
- Dimensi ruang mesin : 2600 x 4800 mm²
- Beban reaksi ruang mesin

$R1 = 14350 \text{ kg}$ (berat mesin penggerak lift + beban kereta + perlengkapan)

$R2 = 7650 \text{ kg}$ (berat bandul pemberat + perlengkapan)

Data Perencanaan Balok Lift

Mutu dan spek bahan yang digunakan untuk perencanaan balok lift sesuai dengan preliminary desain sebagai berikut :

- Mutu beton ($f'c$) = 30 MPa
- Mutu baja (f_y) = 400 MPa (Ulir)
= 240 MPa (Polos)
- Panjang balok lift = 5000 mm
- Dimensi balok lift = (b) = 300 mm
(h) = 400 mm
- Selimut beton (d) = 40 mm

Pembebanan Balok Lift

Beban pada balok lift berasal dari mesin penggerak lift + berat kereta luncur + perlengkapan, dan akibat bandul pemberat + perlengkapannya yang nilainya perlu juga untuk dikalikan oleh factor kejut sesuai SNI 1727-2012 pasal 4.6 yaitu sebesar 20%.

- Beban yang Terjadi

Akibat reaksi lift :

$$P1 = R1 = 14350 \text{ kg} = 14,35 \text{ T}$$

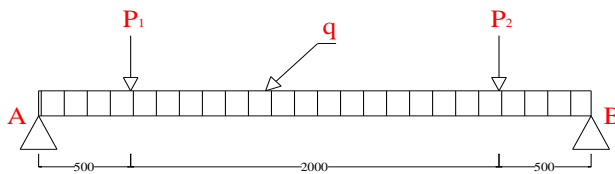
$$P2 = R2 = (1+20\%) \times 7650 \text{ kg} = 9180 \text{ kg} = 9.18 \text{ T}$$

Akibat berat sendiri balok dan pelat penutup :

$$\begin{aligned} \text{Balok} &= b \times h \times BJ \\ &= 0,3 \times (0,4-0.12) \times 2400 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 &= 201,6 \text{ kg/m} = 0,202 \text{ T/m} \\
 \text{Plat} &= P \times t \times B J \\
 &= 4 \times 0,12 \times 2400 \\
 &= 1152 \text{ kg/m} = 1,152 \text{ T/m} \\
 q_{\text{merata}} &= 0,202 \text{ T/m} + 1,152 \text{ T/m} \\
 &= 1,354 \text{ T/m}
 \end{aligned}$$

Ilustrasi pembebanan balok lift dapat dilihat pada gambar 4.11.



Gambar 4. 15. Ilustrasi Pembebanan Balok Lift

Penulangan Balok Lift

Perhitungan Penulangan balok lift ini direncanakan sesuai SNI 1727-2013, seperti berikut.

- Data Perencanaan
 - Dimensi balok = 300 x 400 mm²
 - Panjang balok = 5000 mm
 - Sel. beton (d) = 40 mm
 - D Tul. Lentur = 22 mm ($A_s = 380,13 \text{ mm}^2$)
 - Ø Tul. Pembagi = 13 mm ($A_s = 132,7 \text{ mm}^2$)
 - $\beta_1 = 0,85 - 0,05 \frac{(f'_c - 28)}{7}$
 $= 0,85 - 0,05 \frac{(41,5 - 28)}{7}$
 $= 0,754$

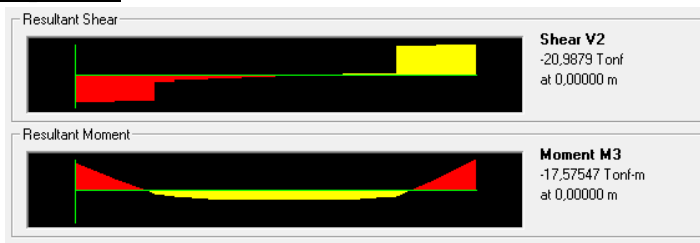
- Tebal manfaat :

$$\begin{aligned} d' &= h_{\text{balok}} - \text{Sel. beton} - D \text{ Tul.} - \frac{1}{2} D \text{ Tul.} \\ &= 400 - 40 - 13 - \frac{1}{2}(22) \\ &= 336 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} d'' &= \text{Sel. beton} + D \text{ Tul.} + \frac{1}{2} D \text{ Tul.} \\ &= 40 + 13 + \frac{1}{2}(16) \\ &= 64 \text{ mm} \end{aligned}$$

- Perhitungan Kebutuhan Penulangan Transversal
Kebutuhan penulangan balok lift ditinjau tiap per-1m (1000 mm) balok beton.

Tumpuan A



Gambar 4. 16. Gambar Momen Tumpuan A (1,4D)

- Menghitung kebutuhan tulangan awal
Asumsi penampang dalam kondisi terkontrol tarik ($\phi = 0,9$).

$$\begin{aligned} R_n &= \frac{Mu}{\phi x b x d_x^2} \\ &= \frac{17,58 \times 10^7}{0,9 \times 1000 \times 336^2} \\ &= 1,7 \text{ N/mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 m &= \frac{f_y}{0,85x f'c} \\
 &= \frac{400}{0,85x 30} \\
 &= 15,69
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \rho_{\text{Perlu}} &= \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2xmRn}{f_y}} \right) \\
 &= \frac{1}{15,69} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2x15,69x1,7}{400}} \right) \\
 &= 0,0045
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 A_s &= \rho_{\text{Perlu}} \times b \times d_x \\
 &= 0,0045 \times 1000 \times 336 \\
 &= 1506,3 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

→ Kontrol kondisi penampang
Dimana nilai $c \leq 0,375dt$ untuk penampang terkontrol tarik.

$$\begin{aligned}
 a &= \frac{A_s x f_y}{0,85x f'c x b} \\
 &= \frac{1492x400}{0,85x30x1000} \\
 &= 23,4 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{23,4}{0,84} = 28 \text{ mm}$$

$$0,375dt = 0,375 \times 336 = 126 \text{ mm}$$

Maka, $28 \text{ mm} \leq 126 \text{ mm}$ (aumsi awal benar penampang dalam kondisi terkontrol tarik).

→ Menentukan kebutuhan tulangan terpasang

$$A_{s \text{ perlu}} \leq \frac{Mu}{\phi \times f_y \times \left(d_x - \frac{a}{2} \right)}$$

$$A_{s \text{ perlu}} \leq \frac{17,58 \times 10^7}{0,9 \times 400 \times \left(336 - \frac{23,4}{2} \right)}$$

$$A_{s \text{ perlu}} \leq 1506,3 \text{ mm}^2$$

→ Kontrol syarat kebutuhan tulangan minimum

Pada setiap penampang, tulangan transversal harus disediakan minimum sesuai pasal 10.5.1 seperti berikut.

$$\begin{aligned} A_{s \text{ min.}} &= \frac{0,25 \times \sqrt{f'c}}{f_y} \times b_w \times d' \\ &= \frac{0,25 \times \sqrt{30}}{400} \times 1000 \times 336 \\ &= 1150,2 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Dan, tidak boleh kurang dari;

$$\begin{aligned} A_{s \text{ min}} &= \frac{1,4}{f_y} \times b_w \times d' \\ &= \frac{1,4}{400} \times 1000 \times 336 \\ &= 1176 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{array}{lll} \text{Jadi,} & A_{s \text{ Min.}} & \leq & A_{s \text{ Perlu}} \\ & 1176 \text{ mm}^2 & \leq & 1506,3 \text{ mm}^2 \end{array}$$

Maka dalam perancangan gunakan $A_{s \text{ Perlu}} = 1506,3 \text{ mm}^2$.

→ Menentukan jumlah tulangan transversal pakai

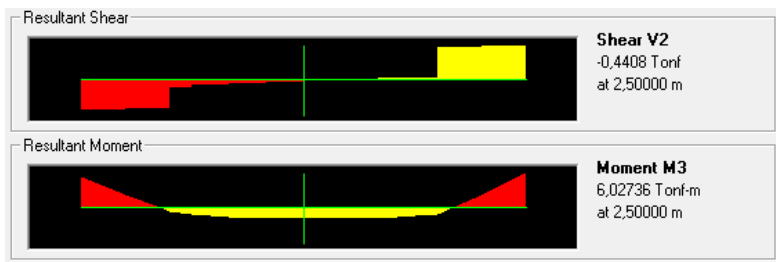
$$N_{\text{tulangan}} = \frac{As_{\text{Perlu}}}{As_{\text{tulangan}}} = \frac{1506,3}{380,13} = 3,96 \approx 4 \text{ buah}$$

Kontrol jarak tulangan :

$$\begin{aligned} S &= \frac{bw - (2xd) - (NxD.tul) - (2x\phi)}{N - 1} \\ &= \frac{300 - (2 \times 40) - (4 \times 22) - (2 \times 13)}{4 - 1} \\ &\approx 35,33 \text{ mm} \geq 25 \text{ mm} \quad (\text{OK}) \end{aligned}$$

Maka tulangan transversal dipasang satu lapis, dengan jumlah tulangan 4D22.

Lapangan A-B



Gambar 4. 17. Gambar Momen Lapangan (1,4D)

→ Menghitung kebutuhan tulangan awal
Asumsi penampang dalam kondisi terkontrol tarik ($\phi = 0,9$).

$$R_n = \frac{Mu}{\phi b x d_x^2}$$

$$\begin{aligned}
 &= \frac{6,027 \times 10^7}{0,9 \times 1000 \times 336^2} \\
 &= 0,59 \text{ N/mm}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 m &= \frac{f_y}{0,85 x f' c} \\
 &= \frac{400}{0,85 \times 30} \\
 &= 15,68
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \rho_{\text{Perlu}} &= \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 x m x R n}{f_y}} \right) \\
 &= \frac{1}{15,68} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 15,68 \times 0,59}{400}} \right) \\
 &= 0,0015
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 A_s &= \rho_{\text{Perlu}} \times b \times d_x \\
 &= 0,0015 \times 1000 \times 336 \\
 &= 1150,2 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

→ Kontrol kondisi penampang
Dimana nilai $c \leq 0,375 d_t$ untuk penampang terkontrol tarik.

$$\begin{aligned}
 a &= \frac{A_s x f_y}{0,85 x f' c x b} \\
 &= \frac{1150,2 \times 400}{0,85 \times 30 \times 1000} \\
 &= 18,043 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{18,043}{0,84} = 21,589 \text{ mm}$$

$$0,375d_t = 0,375 \times 336 = 126 \text{ mm}$$

Maka, $21,589 \text{ mm} \leq 126 \text{ mm}$ (aumsi awal benar penampang dalam kondisi terkontrol tarik).

→ Menentukan kebutuhan tulangan terpasang

$$A_{s \text{ perlu}} \leq \frac{Mu}{\phi x f_y x \left(d_x - \frac{a}{2} \right)}$$

$$A_{s \text{ perlu}} \leq \frac{6,027 \times 10^7}{0,9 \times 400 \times \left(336 - \frac{18,043}{2} \right)}$$

$$A_{s \text{ perlu}} \leq 512 \text{ mm}^2$$

→ Kontrol syarat kebutuhan tulangan minimum

Pada setiap penampang, tulangan transversal harus disediakan minimum sesuai pasal 10.5.1 seperti berikut.

$$\begin{aligned} A_{s \text{ min.}} &= \frac{0,25 x \sqrt{f'c}}{f_y} x b_w x d' \\ &= \frac{0,25 x \sqrt{30}}{400} x 1000 x 336 \\ &= 1050,2 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Dan, tidak boleh kurang dari;

$$\begin{aligned} A_{s \text{ min}} &= \frac{1,4}{f_y} x b_w x d' \\ &= \frac{1,4}{400} x 1000 x 336 \end{aligned}$$

$$\begin{array}{rclcl}
 & = 1076 \text{ mm}^2 & & & \\
 \text{Jadi,} & A_{s \text{ Min.}} & \geq & A_{s \text{ Perlu}} & \\
 & 1076 \text{ mm}^2 & \geq & 512 \text{ mm}^2 &
 \end{array}$$

Maka dalam perancangan gunakan $A_{s \text{ Perlu}} = 1076 \text{ mm}^2$.

→ Menentukan jumlah tulangan transversal pakai

$$N_{\text{tulangan}} = \frac{A_{s \text{ Perlu}}}{A_{s \text{ tulangan}}} = \frac{1076}{380,13} = 2,8 \approx 3 \text{ buah}$$

Kontrol jarak tulangan :

$$\begin{aligned}
 S &= \frac{bw - (2xd) - (NxD.tul) - (2x\phi)}{N - 1} \\
 &= \frac{300 - (2 \times 40) - (3 \times 22) - (2 \times 13)}{3 - 1} \\
 &\approx 64 \text{ mm} \geq 25 \text{ mm} \quad (\text{OK})
 \end{aligned}$$

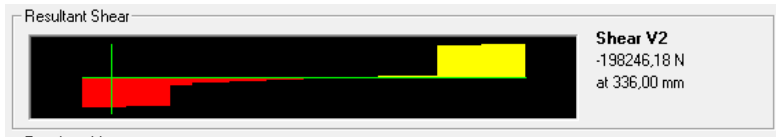
Maka tulangan transversal dipasang satu lapis, dengan jumlah tulangan 3D22.

Tumpuan B

Kebutuhan tulangan untuk tumpuan B disamakan dengan kebutuhan pada tumpuan A yaitu sebesar 4D22.

Menentukan Tulangan Geser Terpasang

Menentukan nilai V_u terjadi pada jarak d' dari muka tumpuan sesuai gambar berikut.



Gambar 4. 18. Output Geser Balok Lift (1,4D)

$$\begin{aligned}
 V_u' &= \frac{V_u}{1,85} \times (1,85 - d') \\
 &= \frac{198246}{1,85} \times (1,85 - 0,336) \\
 &= 198245 \text{ N}
 \end{aligned}$$

→ Kuat geser beton

Kuat geser beton (V_c) untuk komponen struktur yang dikenai gaya lentur dan geser dihitung sesuai pasal 11.2.1.1.

$$\begin{aligned}
 V_c &= 0,17 \times \lambda \times f_c^{1/2} \times b_w \times d' \\
 &= 0,17 \times 1 \times 30^{1/2} \times 300 \times 339 \\
 &= 93857,7 \text{ N}
 \end{aligned}$$

→ Kontrol kekuatan penampang

Kontrol kekuatan penampang sesuai (pasal 11.4.7.1) tanpa memperhitungkan nilai kuat geser baja dan faktor reduksi (ϕ) diambil sesuai (pasal 9.3.2.3).

$$\begin{aligned}
 V_u' &< \phi \cdot V_c \\
 198245 \text{ N} &< 0,75 \times 93857,7 \text{ N} \\
 198245 \text{ N} &> 70393,3 \text{ N (NOT OK)}
 \end{aligned}$$

Jadi penampang perlu ditinjau terhadap kuat geser baja yang tercantum dalam pasal 11.4.7.2.

→ Kebutuhan tulangan geser

Kebutuhan tulangan geser minimum mengacu pada (pasal 11.4.6.1).

$$V_u' > 0,5 \cdot \phi \cdot V_c$$

$$\begin{aligned}
 198245 \text{ N} &> 0,5 \times 0,75 \times 93857,7 \text{ N} \\
 198245 \text{ N} &> 35196,64 \text{ N (NOT OK)}
 \end{aligned}$$

Jadi penampang balok anak menggunakan tulangan geser minimum.

$$\begin{aligned}
 A_{v \min} &= 2 \times A_{s \text{ tul}} \\
 &= 2 \times 0,25 \times \pi \times D^2 \\
 &= 2 \times 0,25 \times \pi \times 13^2 \\
 &= 265,46 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

→ Kontrol spasi tulangan geser

Spasi tulangan geser didapat dari penjabaran rumus pada (pasal 11.4.6.3) dan syarat spasi minimum pada (pasal 11.4.5.1), dimana nilainya diambil yang menentukan.

$$A_{v \min} = 0,062 \times \sqrt{f'c} \times \left(\frac{b_w x S}{f_y t} \right)$$

$$265,46 = 0,062 \times \sqrt{41,5} \times \left(\frac{300 \times S}{390} \right)$$

$$S = 864,04 \text{ mm}$$

$$A_{v \min} = \frac{0,35 \times b_w \times S}{f_y t}$$

$$265,46 = \frac{0,35 \times 300 \times S}{400}$$

$$S = 1011,28 \text{ mm}$$

Kontrol terhadap spasi minimum:

$$S \leq 600 \text{ mm}$$

$$S \leq d/2 = 336/2 = 168 \approx 150 \text{ mm}$$

Kuat geser baja :

$$\begin{aligned}
 V_s &= \frac{A_v x f_y t x d'}{S} \\
 &= \frac{265,46 \times 400 \times 336}{150} \\
 &= 237852,16 \text{ N}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Jadi, } V_u' &\leq \phi \cdot V_n \\
 198245 \text{ N} &< 0,75 \times (93857,7 + 237852,16) \\
 198245 \text{ N} &< 331709,86 \text{ N} \quad (\text{OK})
 \end{aligned}$$

Maka digunakan sengkang 2 kaki D13 – 150 mm pada daerah tumpuan dan 2 kaki D13 – 300 mm pada daerah lapangan.

- Kontrol Jarak Tulangan Terhadap Kontrol Retak
Spasi tulangan terdekat ke muka tarik, tidak boleh melebihi dari (pasal 10.6.4).

$$\begin{aligned}
 C_c &= d + \phi_{tul} = 40 + 22 = 62 \text{ mm} \\
 f_s &= 2/3 \times f_y = 2/3 \times 400 = 266,67 \text{ Mpa}
 \end{aligned}$$

Maka,

$$\begin{aligned}
 S &= 380 \times \left(\frac{280}{f_s} \right) - (2,5 \times C_c) \\
 &= 380 \times \left(\frac{280}{266,67} \right) - (2,5 \times 62) \\
 &= 243,995 \text{ mm} > 25 \text{ mm} \quad (\text{OK})
 \end{aligned}$$

Dan tidak lebih dari,

$$S = 300 \times \left(\frac{280}{f_s} \right)$$

$$= 300x\left(\frac{280}{266,67}\right)$$

$$= 314,996 \text{ mm} > 25 \text{ mm} \quad (\text{OK})$$

Jadi, Balok Anak memenuhi syarat jarak tulangan terhadap kontrol retak.

- Tulangan Terpasang

Tumpuan A = 4D22

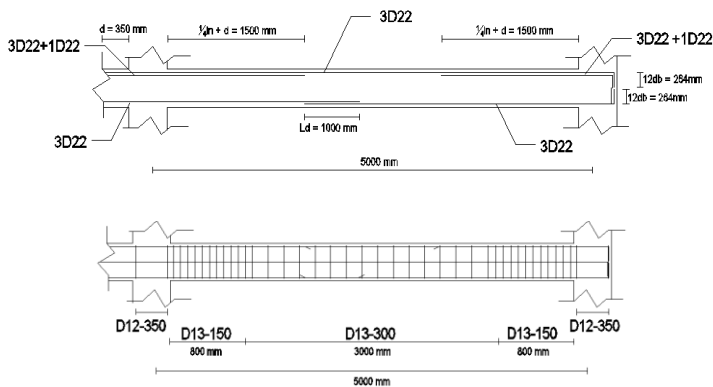
Lapangan A-B = 3D22

Tumpuan B = 4D22

Geser = 2 kaki D13 – 150 mm (Tumpuan)

= 2 kaki D13 – 300 mm (Lapangan)

| BLK LIFT 30/40 | | | |
|----------------|-----------|----------|-----------|
| | tumpuan 1 | lapangan | tumpuan 2 |
| | | | |
| tul.atas | 4 D 22 | 3 D 22 | 4 D 22 |
| tul.bawah | 3 D 22 | 3 D 22 | 3 D 22 |
| tul.tengah | - | - | - |
| senggang | D13-150 | D13-150 | D13-150 |



Gambar 4. 19. Gambar Penulangan Balok Lift

4.4 Permodelan dan Analisa Struktur

4.4.1 Kombinasi Pembebanan

Kombinasi pembebanan yang diterapkan pada bangunan ini dibuat berdasarkan kombinasi dasar pada SNI 1726-2012 pasal 2.3.2.

$$U = 1,4D \quad (\text{Kombinasi 1})$$

$$U = 1,2D + 1,6L + 0,5(Lr \text{ atau } R) \quad (\text{Kombinasi 2})$$

$$U = 1,2D + 1,0E + L \quad (\text{Kombinasi 3})$$

$$U = 0,9D + 1,0E \quad (\text{Kombinasi 4})$$

SNI 1726-2012 memiliki ketentuan khusus untuk mendefinisikan beban gempa, E . Besarnya nilai E adalah :

$$E = \rho Q_E \pm 0,2S_{DS}D$$

ρQ_E merupakan pengaruh beban gempa horisontal (E_h), sementara $0,2S_{DS}D$ adalah pengaruh beban gempa vertikal (E_v), karena $SDS = 0,67446$ maka besarnya pengaruh beban gempa vertikal = $0,135D$. Berdasarkan pasal 7.3.4.2 pada perhitungan pengaruh beban gempa horisontal digunakan faktor redundansi, ρ , sebesar 1,3 (Kategori Desain Seismik D). Sehingga :

- Pengaruh beban gempa untuk penggunaan dalam kombinasi 3

$$E = 1,3Q_E + L$$

- Pengaruh beban gempa untuk penggunaan dalam kombinasi 4

$$E = 1,3Q_E$$

Berdasarkan ketentuan ini kombinasi pembebanan yang digunakan adalah :

1. $1,4D$
2. $1,2D + 1,6L$
3. a. $1,2D + 1,3(Q_x + 0,3Q_y) + L$
b. $1,2D + 1,3(Q_x - 0,3Q_y) + L$

- c. $1,2D + 1,3(-Q_x + 0,3Q_y) + L$
 - d. $1,2D + 1,3(-Q_x - 0,3Q_y) + L$
4. a). $0,9D + 1,3(Q_x + 0,3Q_y)$
 b). $0,9D + 1,3(Q_x - 0,3Q_y)$
 c). $0,9D + 1,3(-Q_x + 0,3Q_y)$
 d). $0,9D + 1,3(-Q_x - 0,3Q_y)$

4.4.2 Kontrol Hasil Analisis Struktur

Berdasarkan SNI 1726-2012, hasil analisis struktur harus dikontrol melalui suatu batasan tertentu. Hal tersebut dilakukan untuk meninjau kelayakan struktur dalam memikul beban – beban yang bekerja. Kontrol – kontrol tersebut antara lain :

- Periode Struktur
- Kontrol Akhir *Base Reaction*
- Jumlah Respon Ragam
- Kontrol Simpangan

4.4.3 Kontrol Waktu Getar Alami

Periode struktur fundamental, T , dalam arah yang ditinjau harus diperoleh menggunakan properti struktur dan karakteristik deformasi elemen penahan dalam analisis yang teruji, untuk saat ini hal tersebut baru dapat didekati dengan menggunakan hasil analisis komputer. Menurut SNI 1726-2012 pasal 7.9.4.1, Periode fundamental struktur (T) yang digunakan:

- Jika $T_c > C_u \times T_a$ maka digunakan $T = C_u \times T_a$
- Jika $T_a < T_c < C_u \times T_a$ maka digunakan $T = T_c$
- Jika $T_c < T_a$ maka digunakan $T = T_a$

Dimana :

T_a = Periode Fundamental pendekatan

C_u = Koefisien untuk batas atas

T_c = Periode struktur yang dihitung dengan program analisis komputer.

| OutputCase Text | StepType Text | StepNum Unitless | Period Sec |
|--------------------|------------------|---------------------|---------------|
| MODAL | Mode | 1 | 2,195258 |
| MODAL | Mode | 2 | 1,854669 |
| MODAL | Mode | 3 | 1,831922 |
| MODAL | Mode | 4 | 0,729312 |
| MODAL | Mode | 5 | 0,626186 |
| MODAL | Mode | 6 | 0,613252 |
| MODAL | Mode | 7 | 0,408322 |
| MODAL | Mode | 8 | 0,359952 |
| MODAL | Mode | 9 | 0,345312 |
| MODAL | Mode | 10 | 0,2755 |

Gambar 4.40 Nilai Periode Struktur (T) dari program SAP 2000

Pada perhitungan sebelumnya (Bab 4.4.3 point 10) didapatkan perioda batasan atas sebesar $C_u T_a = 1,92$ detik. Dari hasil analisis program SAP2000 didapat $T_c = 2,19$ detik.

karena $T_c > C_u T_a$ maka periode fundamental struktur yang digunakan adalah **$T = 1,92$ detik.**

4.4.4 Kontrol Akhir Base Reaction

Berdasarkan SNI 03-1726-2012 Pasal 7.9.4, nilai akhir $V_{dinamik}$ harus lebih besar sama dengan 85% V_{statik} . Maka persyaratan tersebut dapat dinyatakan sbb:

$$V_{dinamik} \geq 0,85 V_{statik}$$

Maka nilai akhir *base reaction respon spectrum* hasil analisis menggunakan program bantu analisis struktur dapat dilihat pada Tabel 4.5.

Tabel 4. 5. Nilai akhir base reaction

| TABLE: Base Reactions | | | | |
|-----------------------|-------------|----------|----------|----------|
| OutputCase | CaseType | StepType | GlobalFX | GlobalFY |
| Text | Text | Text | Kgf | Kgf |
| GEMPA X | LinRespSpec | Max | 382678.6 | 112232.8 |
| GEMPA Y | LinRespSpec | Max | 143418.5 | 336255.7 |

Berdasarkan SNI 03-1726-2012 Pasal 7.9.4, gaya dasar (V) yang ditentukan dengan menggunakan persamaan 21 pada SNI 03-1726-2012 harus dihitung dalam masing-masing dua arah horisontal orthogonal dengan menggunakan perioda fundamental struktur dari hasil analisis struktur menggunakan komputer (T_c) seperti yang diperlihatkan pada Tabel 4.6.

Tabel 4. 6. Gaya geser dasar (V) pada masing-masing arah

| | | | | | | | |
|----|---|------|---|----------|---|----------|----|
| Fx | = | 0.85 | x | 466620.3 | = | 396627.2 | kg |
| Fy | = | 0.85 | x | 466620.3 | = | 396627.2 | kg |

Maka didapatkan kontrol akhir *base reaction* terhadap $0,85V_{statik}$ seperti diperlihatkan pada Tabel 4.22.

Tabel 4. 7. Kontrol akhir base reaction

| | | | | | | | |
|----|---|-----------|----|---|----------|----|--------|
| Fx | = | 382678.6 | kg | > | 396627.2 | kg | NOT OK |
| Fy | = | 336255.67 | kg | > | 396627.2 | kg | NOT OK |

Sebagaimana yang diperlihatkan pada Tabel 4.20 karena kontrol akhir tidak memenuhi persyaratan $V_{dinamik} \geq 0.85V_{statik}$. maka spektra respon desain pada analisis struktur harus dikalikan faktor skala yang ditentukan dengan $0.85 V_{statik} / V_{dinamik}$ pada masing-masing arah, sehingga persyaratan $V_{dinamik} \geq 0.85 V_{statik}$ terpenuhi.

$$F_x = \frac{466620.3}{382678.61} = 1.219$$

$$F_y = \frac{466620.2593}{336255.67} = 1.388$$

Setelah diperoleh faktor skala masing-masing arah pembebanan, selanjutnya dilakukan analisis ulang dengan mengalikan faktor skala yang diperoleh diatas pada *scale factor respons spectra*. Kemudian diperoleh hasil yang diperlihatkan pada taebel berikut berikut

Tabel 4. 8. Kontrol akhir base reaction berdasarkan faktor skala

| TABLE: Base Reactions | | | | | | |
|-----------------------|-------------|--|----------|-----------|-----------|--|
| OutputCase | CaseType | | StepType | GlobalFX | GlobalFY | |
| Text | Text | | Text | Kgf | Kgf | |
| GEMPA X | LinRespSpec | | Max | 466486.87 | 136799.98 | |
| GEMPA Y | LinRespSpec | | Max | 199063.74 | 466726.15 | |

Berdasarkan gambar 4.41 setelah dilakukan analisis ulang maka gempa dinamik telah memenuhi persyaratan pada SNI 03-1726-2021 Ps. 7.9.4.

4.4.5 Jumlah Respon Ragam

Berdasarkan SNI 03-1726-2012 Ps. 7.9.1 bahwa analisis harus menyertakan jumlah ragam yang cukup untuk mendapatkan partisipasi massa ragam terkombinasi paling sedikit 90 % dari massa actual dalam masing-masing arah horizontal orthogonal dari respon yang ditinjau oleh model. Berdasarkan uraian tersebut didapatkan hasil jumlah respon ragam yang diperlihatkan pada Tabel berikut ini

Tabel 4. 9. Jumlah respon ragam

| OutputCase | StepType | StepNum | Period | UX | UY | SumUX | SumUY |
|------------|----------|----------|----------|-------------|-------------|-------------|----------|
| Text | Text | Unitless | Sec | Unitless | Unitless | Unitless | Unitless |
| MODAL | Mode | 1 | 2,196538 | 0,000009359 | 0,63 | 0,000009359 | 0,63 |
| MODAL | Mode | 2 | 1,85671 | 0,594 | 0,001181 | 0,594 | 0,631 |
| MODAL | Mode | 3 | 1,833327 | 0,038 | 0,015 | 0,632 | 0,646 |
| MODAL | Mode | 4 | 0,727063 | 8,474E-07 | 0,097 | 0,632 | 0,743 |
| MODAL | Mode | 5 | 0,626223 | 0,086 | 0,0000733 | 0,718 | 0,743 |
| MODAL | Mode | 6 | 0,612383 | 0,001713 | 0,002797 | 0,719 | 0,746 |
| MODAL | Mode | 7 | 0,404248 | 3,578E-07 | 0,034 | 0,719 | 0,78 |
| MODAL | Mode | 8 | 0,35943 | 0,031 | 0,000006059 | 0,751 | 0,78 |
| MODAL | Mode | 9 | 0,343294 | 0,00007951 | 0,001293 | 0,751 | 0,781 |
| MODAL | Mode | 10 | 0,270749 | 1,658E-07 | 0,019 | 0,751 | 0,8 |
| MODAL | Mode | 11 | 0,244499 | 0,017 | 6,122E-07 | 0,768 | 0,8 |
| MODAL | Mode | 12 | 0,202098 | 0,000003715 | 0,012 | 0,768 | 0,812 |
| MODAL | Mode | 13 | 0,180659 | 0,009852 | 0,00003088 | 0,778 | 0,812 |
| MODAL | Mode | 14 | 0,160207 | 0,0001803 | 0,013 | 0,778 | 0,826 |
| MODAL | Mode | 15 | 0,141561 | 0,006302 | 0,00174 | 0,784 | 0,827 |
| MODAL | Mode | 16 | 0,12014 | 0,004214 | 0,009629 | 0,788 | 0,837 |
| MODAL | Mode | 17 | 0,098727 | 0,003715 | 0,032 | 0,792 | 0,869 |
| MODAL | Mode | 18 | 0,080463 | 0,008459 | 0,017 | 0,801 | 0,886 |
| MODAL | Mode | 19 | 0,048056 | 0,006893 | 0,046 | 0,807 | 0,932 |
| MODAL | Mode | 20 | 0,03594 | 0,128 | 0,002104 | 0,935 | 0,934 |

Berdasarkan Tabel diatas menunjukkan bahwa pada *mode shape* 20, syarat partisipasi massa telah terpenuhi.

4.4.6 Kontrol Simpangan

Berdasarkan SNI 03-1726-2012 kontrol *drift* dan syarat drift harus ditentukan berdasarkan perumusan 34 pada SNI 1726-2012 Pasal 7.8.6 yaitu sebagai berikut :

$$\delta_x = \frac{C_d \delta_{xe}}{I}$$

Dimana :

δ_x = Defleksi pada lantai ke-x

C_d = Faktor pembesaran defleksi (5,0)

I = Faktor keutamaan gempa

Sedangkan untuk syarat simpangan antar lantai ijin pada SNI 1726-2012 Pasal 7.12.1, $\Delta_s = 0,020h_{sx}$ dengan Δ_s merupakan selisih antara defleksi yang ditunjukkan pada analisis struktur, (δ_{xe}) dengan defleksi akibat pembesaran, (δ_x).

Hasil dari kontrol simpangan pada analisis struktur Gedung Favehotel Surabaya akibat gempa dinamik pada masing-masing arah diperlihatkan pada Tabel 4.26 untuk arah X dan Tabel 4.27 untuk arah Y.

Tabel 4. 10. Kontrol Simpangan Arah-X

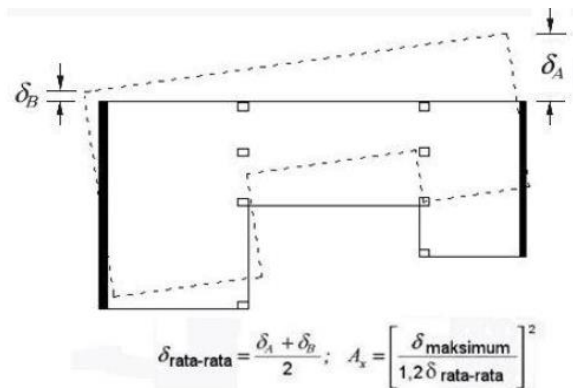
| Story | Elevasi | X (mm) | Y (mm) | | Simpangan | Simp. Ijin |
|--------------|---------|--------|--------|------|-----------|------------|
| Lantai BS 1 | -3 | 0,07 | 0,17 | 0,07 | 0,37 | 60 |
| Lantai Dasar | 0 | 0,50 | 0,64 | 0,43 | 2,35 | 98 |
| Lantai 2 | 4,9 | 4,08 | 2,24 | 3,58 | 19,71 | 64 |
| Lantai 3 | 8,1 | 7,50 | 3,80 | 3,43 | 18,84 | 64 |
| Lantai 4 | 11,3 | 11,21 | 5,44 | 3,70 | 20,37 | 64 |
| Lantai 5 | 14,5 | 15,07 | 7,11 | 3,86 | 21,25 | 64 |
| Lantai 6 | 17,7 | 18,88 | 8,75 | 3,81 | 20,93 | 64 |
| Lantai 7 | 20,9 | 22,55 | 10,35 | 3,68 | 20,22 | 64 |
| Lantai 8 | 24,1 | 26,06 | 11,89 | 3,51 | 19,32 | 64 |
| Lantai 9 | 27,3 | 29,40 | 13,38 | 3,34 | 18,37 | 64 |
| Lantai 10 | 30,5 | 32,68 | 14,85 | 3,28 | 18,03 | 64 |
| Lantai 11 | 33,7 | 35,71 | 16,24 | 3,03 | 16,64 | 64 |
| Lantai 12 | 36,9 | 38,48 | 17,55 | 2,77 | 15,23 | 64 |
| Lantai 13 | 40,1 | 40,99 | 18,77 | 2,51 | 13,83 | 64 |
| Lantai 14 | 43,3 | 43,28 | 19,91 | 2,29 | 12,61 | 64 |
| Lantai 15 | 46,5 | 45,75 | 21,10 | 2,47 | 13,56 | 64 |
| Lantai 16 | 49,7 | 47,76 | 22,13 | 2,02 | 11,09 | 64 |
| Lantai 17 | 52,9 | 49,38 | 22,95 | 1,61 | 8,88 | 64 |
| Lantai 18 | 56,1 | 50,62 | 23,55 | 1,24 | 6,83 | 64 |
| rumah lift | 59,3 | 51,03 | 20,17 | 0,41 | 2,24 | 64 |

Tabel 4. 11. Kontrol Simpangan Arah-Y

| Story | Elevasi | X (mm) | Y (mm) | | Simpangan | Simp. Ijin |
|--------------|---------|--------|--------|------|-----------|------------|
| Lantai BS 1 | -3 | 0,09 | 0,57 | 0,09 | 0,50 | 60 |
| Lantai Dasar | 0 | 0,35 | 2,24 | 0,26 | 1,42 | 98 |
| Lantai 2 | 4,9 | 1,46 | 7,79 | 1,12 | 6,13 | 64 |
| Lantai 3 | 8,1 | 2,64 | 13,17 | 1,18 | 6,47 | 64 |
| Lantai 4 | 11,3 | 3,91 | 18,87 | 1,27 | 6,96 | 64 |
| Lantai 5 | 14,5 | 5,25 | 24,61 | 1,35 | 7,40 | 64 |
| Lantai 6 | 17,7 | 6,60 | 30,21 | 1,34 | 7,39 | 64 |
| Lantai 7 | 20,9 | 7,90 | 35,62 | 1,31 | 7,18 | 64 |
| Lantai 8 | 24,1 | 9,16 | 40,82 | 1,26 | 6,91 | 64 |
| Lantai 9 | 27,3 | 10,37 | 45,81 | 1,21 | 6,63 | 64 |
| Lantai 10 | 30,5 | 11,56 | 50,70 | 1,19 | 6,56 | 64 |
| Lantai 11 | 33,7 | 12,67 | 55,28 | 1,11 | 6,12 | 64 |
| Lantai 12 | 36,9 | 13,71 | 59,55 | 1,03 | 5,69 | 64 |
| Lantai 13 | 40,1 | 14,66 | 63,49 | 0,95 | 5,23 | 64 |
| Lantai 14 | 43,3 | 15,55 | 67,13 | 0,89 | 4,89 | 64 |
| Lantai 15 | 46,5 | 16,46 | 70,96 | 0,91 | 5,02 | 64 |
| Lantai 16 | 49,7 | 17,22 | 74,19 | 0,76 | 4,21 | 64 |
| Lantai 17 | 52,9 | 17,86 | 76,68 | 0,64 | 3,49 | 64 |
| Lantai 18 | 56,1 | 18,39 | 78,42 | 0,53 | 2,93 | 64 |
| rumah lift | 59,3 | 18,47 | 67,68 | 0,08 | 0,46 | 64 |

4.4.7 Pembesaran Momen Torsi Tak Teduga

Berdasarkan SNI 03-1726-2012 Ps. 7.8.4.3 menyebutkan struktur yang dirancang untuk kategori desain seismik C, D, E atau F, dimana ketidakberaturan torsi tipe 1a atau 1b terjadi seperti didefinisikan dalam Tabel 10 SNI 03-1726-2012 harus mempunyai pengaruh yang diperhitungkan. Karena struktur Gedung Favehotel Surabaya yang termasuk dalam kategori desain sesimik D maka diperlukan kontrol terlebih dahulu terhadap ketidakberaturan torsi 1a atau 1b seperti seperti yang didefinisikan dalam Tabel 10 SNI 03-1726-2012. Ilustrasi dari uraian diatas diperlihatkan pada Gambar 4.42.



Gambar 4. 20. Pembesaran torsi tak terduga (Ax)

Dimana :

δ_A atau δ_{max} dan δ_B dihitung berdasarkan simpangan akibat beban spektra.

Berdasarkan SNI 03-1726-2012 Tabel 10 struktur dikategorikan ketidakberaturan torsi 1a dan 1b bila ketentuan dibawah ini terpenuhi :

$\delta_{max} < 1,2\delta_{avg}$ → Tanpa Ketidakberaturan Torsi

$1,2\delta_{avg} \leq \delta_{max} \leq 1,4\delta_{avg}$ → Ketidakberaturan Torsi 1a

$\delta_{max} > 1,4\delta_{avg}$ → Ketidakberaturan Torsi 1b

Berdasarkan uraian tersebut didapatkan hasil *point displacement* yang diperlihatkan pada Tabel 4.28 untuk arah X

Tabel 4. 12. Joint displacement akibat beban spectra arah-x

| Story | δ max (mm) | δ min (mm) | δ avg (mm) | 1,2 δ avg (mm) | Ax | Kontrol Torsi |
|----------|----------------------|----------------------|----------------------|--------------------------|------|------------------------------|
| Story 1 | 0,05 | 0,05 | 0,05 | 0,06 | 0,69 | Tanpa Ketidakberaturan Torsi |
| Story 2 | 0,31 | 0,29 | 0,30 | 0,36 | 0,75 | Tanpa Ketidakberaturan Torsi |
| Story 3 | 4,07 | 4,01 | 4,04 | 4,85 | 0,70 | Tanpa Ketidakberaturan Torsi |
| Story 4 | 7,50 | 7,38 | 7,44 | 8,93 | 0,71 | Tanpa Ketidakberaturan Torsi |
| Story 5 | 11,15 | 10,95 | 11,05 | 13,26 | 0,71 | Tanpa Ketidakberaturan Torsi |
| Story 6 | 14,93 | 14,64 | 14,78 | 17,74 | 0,71 | Tanpa Ketidakberaturan Torsi |
| Story 7 | 18,65 | 18,25 | 18,45 | 22,14 | 0,71 | Tanpa Ketidakberaturan Torsi |
| Story 8 | 22,24 | 21,73 | 21,98 | 26,38 | 0,71 | Tanpa Ketidakberaturan Torsi |
| Story 9 | 25,67 | 25,03 | 25,35 | 30,42 | 0,71 | Tanpa Ketidakberaturan Torsi |
| Story 10 | 28,94 | 28,17 | 28,55 | 34,26 | 0,71 | Tanpa Ketidakberaturan Torsi |
| Story 11 | 32,17 | 31,24 | 31,71 | 38,05 | 0,71 | Tanpa Ketidakberaturan Torsi |
| Story 12 | 35,17 | 34,08 | 34,62 | 41,55 | 0,72 | Tanpa Ketidakberaturan Torsi |
| Story 13 | 37,92 | 36,67 | 37,29 | 44,75 | 0,72 | Tanpa Ketidakberaturan Torsi |
| Story 14 | 40,42 | 38,99 | 39,70 | 47,64 | 0,72 | Tanpa Ketidakberaturan Torsi |
| Story 15 | 42,66 | 41,05 | 41,85 | 50,22 | 0,72 | Tanpa Ketidakberaturan Torsi |
| Story 16 | 44,78 | 42,98 | 43,88 | 52,65 | 0,72 | Tanpa Ketidakberaturan Torsi |
| Story 17 | 46,53 | 44,55 | 45,54 | 54,65 | 0,72 | Tanpa Ketidakberaturan Torsi |
| Story 18 | 47,94 | 45,80 | 46,87 | 56,24 | 0,73 | Tanpa Ketidakberaturan Torsi |
| Story 19 | 49,10 | 46,72 | 47,91 | 57,49 | 0,73 | Tanpa Ketidakberaturan Torsi |
| Story 20 | 49,49 | 46,88 | 48,19 | 57,82 | 0,73 | Tanpa Ketidakberaturan Torsi |

4.4 Desain Balok Prategang

Dalam Tugas Akhir Ini, Beton prategang direncanakan menggunakan sistem pascatarik atau *Post-tension*. Dimana gaya prategang diberikan setelah beton mengeras, kemudian dilakukan pengangkuran dikedua ujung balok.

Data dan Perencanaan

Dimensi balok prategang pada dua tumpuan sederhana direncanakan sebagai berikut,

$$h = \frac{L}{20} = \frac{1300}{20} = 65 \approx 70 \text{ cm}$$

$$b = \frac{2h}{3} = \frac{2 \times 70}{3} = 46,67 \text{ cm} \approx 50 \text{ cm}$$

$$\begin{aligned} \text{Mutu beton } (f'_c) \\ = 50 \text{ MPa} \rightarrow \beta_1 = 0,69 \end{aligned}$$

$$\text{Modulus Elastisitas } (E_c) = 33234,02 \text{ MPa}$$

$$\text{Dimensi Balok} = 70/50 \text{ cm}$$

Dimensi Penampang

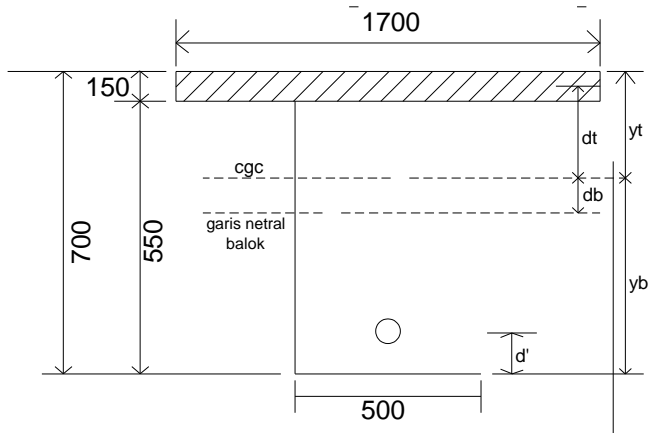
Lebar efektif diambil terkecil dari :

$$b_{e1} = \frac{1}{4} \times L_x = \frac{1}{4} \times 13000 = 3250 \text{ mm}$$

$$b_{e2} = b_w + 8t = 500 + (8 \times 150) = 1700 \text{ mm (menentukan)}$$

$$b_{e3} = \frac{1}{2} \times (L_x - b_w) = \frac{1}{2} \times (13000 - 500) = 6250 \text{ mm}$$

$$\text{Dipakai } b_e = 1700 \text{ mm}$$



Gambar 4. 21. Penampang Balok Prategang

Sesuai SNI 2847-2013 Pasal. 8.5.1, maka nilai modulus elastisitas beton untuk masing – masing pelat dan balok adalah sebagai berikut,

$$E_c \text{ pelat} = 4700\sqrt{f_c'} = 4700\sqrt{50} = 33234,02 \text{ MPa}$$

$$E_c \text{ balok} = 4700\sqrt{f_c'} = 4700\sqrt{50} = 33234,02 \text{ MPa}$$

$$n = \frac{E_c \text{ balok}}{E_c \text{ pelat}} = \frac{33234,02}{33234,02} = 1$$

$$b_e = \frac{1700}{1} = 1700 \text{ mm} = 170 \text{ cm}$$

Sehingga penampang balok prategang adalah :

$$A_{\text{pelat}} = 15 \times 170 = 2550 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{balok}} = 50 \times 55 = 2750 \text{ cm}^2 +$$

$$A_{\text{total}} = 5300 \text{ cm}^2$$

Garis netral pada penampang balok prategang :

$$y_t = \frac{\left[\left(2550 \times \frac{15}{2} \right) + (2750 \times (27,5 + 15)) \right]}{5300} = 25,66 \text{ cm}$$

$$y_b = (55 + 15) - y_t = 44,34 \text{ cm}$$

$$d_t = 25,66 - \frac{15}{2} = 18,16 \text{ cm}$$

$$d_b = 44,34 - \frac{55}{2} = 16,84 \text{ cm}$$

Setelah didapat data-data diatas diperlukan nilai batasan letak kabel tendon yang hendak dipasang sebagai daerah limit kabel. Tendon dipasang pada daerah beton mengalami tekan dimana daerah tersebut dibatasi oleh nilai dan wilayah kern pada penampang balok. Dimana:

$$\begin{aligned} I_c &= \frac{1}{12} b h^3 + (A_{balok} \times d_b^2) + \frac{1}{12} b_e t^3 + A_{pelat} \times d_t^2 \\ &= \frac{1}{12} 50 \times 55^3 + (2750 \times 16,84^2) + \frac{1}{12} 170 \times 15^3 + 2550 \times 18,16^2 \\ &= 2361855,347 \text{ cm}^4 \end{aligned}$$

$$W_t = \frac{I_c}{y_t} = \frac{2361855,347}{25,66} = 92044,25 \text{ cm}^3$$

$$W_b = \frac{I_c}{y_b} = \frac{2361855,347}{44,34} = 53266,92 \text{ cm}^3$$

$$K_t = \frac{W_b}{A_{total}} = \frac{53266,92}{5300} = 8,87 \text{ cm}$$

$$K_b = \frac{W_t}{A_{total}} = \frac{76589,3}{4725} = 10,05 \text{ cm}$$

Keterangan :

K_T = Kern Atas

K_B = Kern Bawah

Tegangan Ijin

Untuk mendapatkan nilai kuat tekan beton pada saat beton belum keras, maka digunakan kuat tekan beton pada umur 14 hari, dimana menurut *PBI'71 tabel 4.1.4* nilainya sebagai berikut,

$$f_{ci}' \text{ (curing 14 hari)} = 0,9 \times 50 = 45 \text{ MPa}$$

- Tegangan ijin beton sesaat sesudah penyaluran gaya prategang (saat *jacking*) sesuai *SNI 7833-2012 Ps. 6.4.1*:

- Tegangan tekan : $f_{ci} = 0,60 f_{ci}'$
 $f_{ci} = 0,60 \times 45 = 27 \text{ MPa}$

- Tegangan tarik : $f_{ti} = \frac{1}{4} \sqrt{f_{ci}'}$
 $f_{ti} = \frac{1}{4} \sqrt{45} = 1,68 \text{ MPa}$

- Tegangan ijin beton sesaat sesudah kehilangan prategang (saat beban bekerja) sesuai *SNI 7833-2012 Ps. 6.4.2*:

- Tegangan tekan akibat prategang ditambah beban tetap :

$$f_c = 0,45 f_c'$$

$$f_c = 0,45 \times 50 = 22,5 \text{ MPa}$$

- Tegangan tekan akibat prategang ditambah beban total:

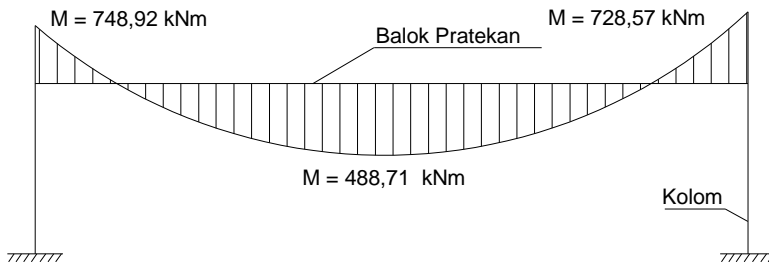
$$f_c = 0,6 f_c'$$

$$f_c = 0,6 \times 50 = 30 \text{ MPa}$$

- Tegangan tarik : $f_t = \frac{1}{2} \sqrt{f_c'}$
 $f_t = \frac{1}{2} \sqrt{50} = 3,54 \text{ MPa}$

4.4.1 Momen Pada Balok Prategang

Beban-beban untuk desain balok prategang terdiri dari berat sendiri balok, berat sendiri pelat ditambah komponen komponen yang berada di atas pelat, selain itu terdapat pula beban akibat balok anak. Beban hidup yang bekerja dihitung sebesar $0,96 \text{ kN/m}^2$ pada tiap luasan pelat yang mampu menampung beban hidup yang terjadi, sehingga didapat momen seperti pada Gambar 4.22



Gambar 4. 22. Momen pada balok prategang

Dari analisa hasil SAP2000 dengan kombinasi pembebanan $1D + 1L$ didapat momen pada balok prategang seperti pada gambar di atas dimana terdapat momen negatif pada ujung ujung tumpuan dan momen positif pada tengah bentang. Pada ujung tumpuan besarnya momen negatif yang terjadi adalah sebesar $-748,92 \text{ kNm}$ dan $-728,57 \text{ kNm}$ sedangkan pada daerah lapangan terdapat momen positif sebesar $488,71 \text{ kNm}$

4.4.2 Daerah Limit Kabel dan Gaya Awal Prategang

Setelah didapat momen pada balok prategang, momen tersebut digunakan untuk mendesain gaya prategang awal yang hendak direncanakan. Jika selisih momen pada tengah bentang dengan momen lapangan kurang lebih 10% maka pemilihan momen maksimum boleh menggunakan momen negatif pada

tumpuan. Nilai momen pada balok dapat dilihat bahwa selisih momen tumpuan dan lapangan lebih dari 10% sehingga diambil nilai momen tengah bentang untuk batasan desain pendahuluan.

Desain Pendahuluan

Desain pendahuluan dilakukan untuk mengetahui batasan dari nilai gaya prategang yang hendak digunakan. Desain ini dihitung sesuai desain pendahuluan (*Lin and Burn 1996 subbab 6-1*). Momen yang digunakan dipilih momen lapangan dengan kombinasi beban 1D + 1L sehingga didapat besar momen untuk desain pendahuluan sebesar 511,8 kNm

$$F = \frac{M_T}{0,65h} = \frac{488,71}{0,65 \times 0,7} = 1074,09 \text{ kN}$$

$$\text{Di coba gaya sebesar : } F_o = 3000 \text{ kN}$$

$$F_{eff} = 2400 \text{ kN (asumsi 80\% } F_o)$$

Daerah Limit Kabel

Daerah limit kabel selain dibatasi oleh kern pada balok juga dibatasi oleh nilai a_{min} dan a_{max} yang didapat dari perhitungan berikut:

$$a_{max} = \frac{M_T}{F_{eff}} = \frac{488,71}{2400} = 0,204 \text{ m} = 20,4 \text{ cm}$$

$$d' = \text{decking} + \text{Senggang} + \left(\frac{1}{2} \phi_{lentur} \right)$$

$$= 40 \text{ mm} + 13 \text{ mm} + \left(\frac{1}{2} \times 22 \text{ mm} \right) = 64 \text{ mm}$$

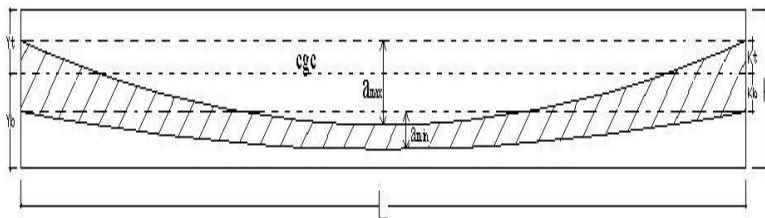
Syarat :

$$a_{\max} \leq (y_b + k_t - d') = (44,34 + 10,05 - 6,4) = 47,99 \text{ cm}$$

$$20,4 < 47,99 \dots\dots\dots(\text{Oke})$$

$$a_{\min} = \frac{M_D}{F_o} = \frac{274,22}{3000} = 0,091 \text{ m} = 9,1 \text{ cm}$$

Nilai perhitungan analisa diatas dapat dilihat pada gambar 4.23 mengenai batasan daerah dimana letak kabel dapat atau boleh ditempatkan



Gambar 4. 23 Daerah Limit Kabel

Pemilihan letak tendon harus berada pada range daerah limit kabel sesuai gambar skema di atas, selain itu pemilihan letak tendon juga harus memperhatikan tebal *decking* yang disyaratkan oleh SNI yaitu minimal 4 cm sehingga untuk daerah lapangan:

$$a_{\max} - K_T < e_o \text{ lapangan} < K_B + a_{\min} - \text{selisih syarat}$$

dimana selisih syarat didapat dengan nilai:

$a_{\min} - (\text{syarat } a_{\min})$ dengan $(\text{syarat } a_{\min})$ sebesar $(y_b - K_b - d')$ agar terpenuhi syarat minimum decking sebesar 4 cm, jadi

$$\text{selisih syarat} : 9,6 - (44,34 - 17,37 - 6,4) = -10,97 \text{ cm}$$

sehingga,

$$\begin{aligned}
 a_{\max} - K_t &< e_o \text{ lapangan} < K_b + a_{\min} - \text{selisih syarat} \\
 20,4 - 10,05 &< e_o \text{ lapangan} < 17,37 + 9,1 - (-10,97) \\
 10,35 \text{ cm} &< 30 \text{ cm} < 37,44 \text{ cm} \\
 e_o \text{ tumpuan} &< K_t = 10,05 \text{ cm} \\
 e_o \text{ lapangan} &= 270 \text{ mm (terletak di bawah cgc)} \\
 e_o \text{ tumpuan} &= 100 \text{ mm (atas cgc)}
 \end{aligned}$$

4.4.3 Kontrol Tegangan

Tegangan pada setiap tahap pelaksanaan harus dicek dahulu agar memenuhi syarat tegangan ijin tarik maupun tekan pada saat beban segera setelah peralihan ataupun pada saat beban kerja sudah bekerja ditambah dengan beban-beban mati tambahan lainnya (tegangan ijin sesaat setelah penyaluran gaya prategang dan setelah kehilangan prategang). Pengecekan ini dilakukan untuk mengetahui apakah tendon terpasang memiliki tegangan yang sesuai dengan kapasitas tegangan ijin beton dalam memikul momen yang terjadi.

Momen-momen :

Akibat berat sendiri balok (SAP2000) :

$$M_D = 207,35 \text{ kNm} = 207350000 \text{ Nmm}$$

Akibat berat sendiri dan berat tambahan (SAP2000) :

$$M_{SD} = 274,22 \text{ kNm} = 274220000 \text{ Nmm}$$

Akibat beban mati dan beban hidup (SAP2000) :

$$M_T = 488,71 \text{ kNm} = 488710000 \text{ Nmm}$$

Kontrol tegangan pada saat transfer• Serat Atas

$$f^t = -\frac{F}{A} + \frac{F \times e}{W_t} - \frac{M_D}{W_t}$$

$$f^t = -\frac{3000000}{530000} + \frac{3000000 \times 270}{92044250} - \frac{207350000}{92044250}$$

$$f^t = 0,78 < 1,68 \text{ MPa..... (Oke)}$$

• Serat Bawah

$$f_b = -\frac{F}{A} - \frac{F \times e}{W_b} + \frac{M_D}{W_b}$$

$$f_b = -\frac{3000000}{530000} - \frac{3000000 \times 270}{53266920} + \frac{207350000}{53266920}$$

$$f_b = -16,79 < -27 \text{ MPa..... (Oke)}$$

Kontrol tegangan efektif sesudah kehilangan• Serat Atas

$$f^t = -\frac{F_{eff}}{A} + \frac{F_{eff} \times e}{W_t} - \frac{M_D}{W_t}$$

$$f^t = -\frac{2400000}{530000} + \frac{2400000 \times 270}{92044250} - \frac{207350000}{92044250}$$

$$f^t = 0,15 < 1,68 \text{ MPa..... (Oke)}$$

• Serat Bawah

$$f_b = -\frac{F_{eff}}{A} - \frac{F_{eff} \times e}{W_b} + \frac{M_D}{W_b}$$

$$f_b = -\frac{2400000}{530000} - \frac{2400000 \times 270}{53266920} + \frac{207350000}{53266920}$$

$$f_b = -12,63 < -22,5 \text{ MPa..... (Oke)}$$

Kontrol tegangan akhir pada kondisi beban kerja

- Serat Atas

$$f^t = -\frac{F_{eff}}{A} + \frac{F_{eff} \times e}{W_t} - \frac{M_T}{W_t}$$

$$f^t = -\frac{2400000}{530000} + \frac{2400000 \times 270}{92044250} - \frac{488710000}{92044250}$$

$$f^t = -3,05 < -30 \text{ MPa} \dots \text{(Oke)}$$

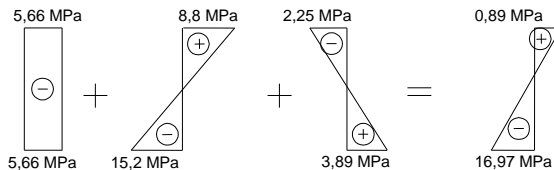
- Serat Bawah

$$f_b = -\frac{F_{eff}}{A} - \frac{F_{eff} \times e}{W_b} + \frac{M_T}{W_b}$$

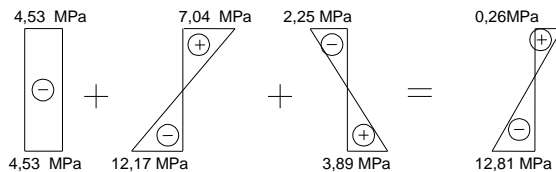
$$f_b = -\frac{2400000}{530000} - \frac{2400000 \times 270}{53266920} + \frac{488710000}{53266920}$$

$$f_b = -7,09 < -30 \text{ MPa} \dots \text{(Oke)}$$

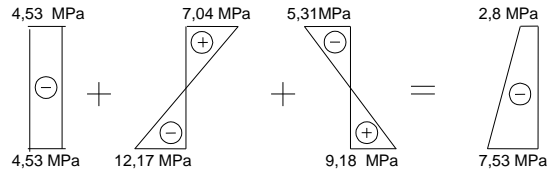
Tegangan yang terjadi tersebut dapat dilihat seperti pada Gambar 4.24; 4.25 dan 4.26:



Gambar 4. 24. Diagram Tegangan Saat Transfer



Gambar 4. 25. Diagram Tegangan Setelah Kehilangan



Gambar 4. 26. Diagram Tegangan pada saat beban kerja

4.4.4 Penentuan Jumlah Strand

Dari gaya prategang yang telah ditentukan dengan tegangan sesuai dengan tegangan ijin maka penentuan jumlah strand kabel dapat dilakukan. Adapun data data strand kabel diambil dari tabel VSL sebagai berikut:

- Menggunakan data dari tabel prestressing strand – 7 wire, uncoated ASTM A416 untuk post tensioning
- Nominal diameter : 12,7 mm
- Luas nominal area kawat : 100,1 mm²
- Minimal breaking load : 184 kN

Penggunaan kabel strand untuk tendon prategang diatur dalam SNI 2847-2013 pasal 18.5.1 tentang tegangan ijin untuk baja prategang dimana tegangan akibat gaya pengangkur tendon diambil nilai terkecil antara $0,94f_{py}$, $0,80f_{pu}$ dan $0,70f_{pu}$ dimana nilai f_{pu} dan f_{py} dapat dihitung sebagai berikut:

- f_{pu} = minimum breaking load : luasan strand
minimum breaking load = 184 kN = 184000 N, sehingga

$$f_{pu} = \frac{\text{minimum breaking load}}{A_s} = \frac{184000}{100,1} = 1838,162 \text{ MPa}$$

nilai f_{py} diambil 0,9 f_{pu} untuk tendon *low relaxation* strand (ACI 318-08 R.18.5.1)

$$f_{py} = 0,9 f_{pu} = 0,9 \times 1838,16 = 1654,34 \text{ MPa}$$

Keterangan :

f_{pu} = kekuatan tarik baja prategang yang disyaratkan, MPa

f_{py} = kekuatan leleh baja prategang yang disyaratkan, *MPa*

Didapat tegangan ijin tendon :

$$(i). 0,94f_{py} = 0,94 \times 1654,34 = 1555,08 \text{ MPa}$$

$$(ii). 0,80f_{pu} = 0,80 \times 1838,162 = 1470,53 \text{ MPa}$$

$$(iii). 0,70f_{pu} = 0,70 \times 1838,162 = 1286,71 \text{ MPa}$$

Diambil nilai terkecil diantara ketiganya yaitu $1286,71 \text{ MPa} = f_{st}$

Dengan nilai tegangan ijin tendon yang didapat, dapat dihitung jumlah luasan strand yang dibutuhkan untuk menghasilkan gaya prategang $F = 3000000 \text{ N}$ yang diinginkan.

$$A_{ps} = \frac{F}{f_{st}} = \frac{3000000}{1286,71} = 2331,53 \text{ mm}^2$$

Jumlah Strand :

$$n = \frac{A_{ps}}{A_s} = \frac{2331,53}{100,1} = 23,29 = 24 \text{ buah}$$

Dari tabel prestressed strand ASTM A416 digunakan *strand* berjumlah 24 buah, dengan tipe tendon (5-27) satu buah.

Posisi Tendon

Bentuk lintasan tendon adalah parabola seperti pada Gambar 4.27 dan untuk mengetahui posisi tendon digunakan persamaan garis lengkung, perhitungan ditinjau setengah bentang:

$$Y_i = \frac{4 x f x X_i x (L - X_i)}{L^2}$$

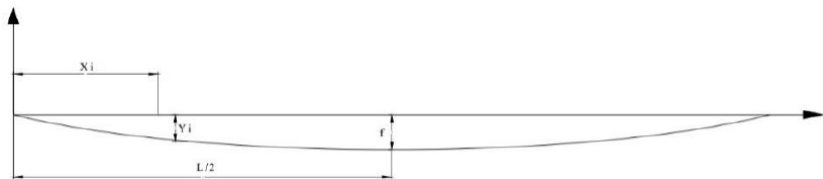
Dimana :

Y_i = ordinat tendon yang ditinjau

X_i = absis tendon yang ditinjau

L = panjang bentang $\rightarrow 13000 \text{ mm}$

f = tinggi puncak parabola maksimum 270 mm



Gambar 4. 27 Persamaan parabola untuk menentukan posisi tendon

Letak posisi tendon ditabelkan dalam Tabel 4.13 :

Tabel 4. 13. Letak posisi tendon

| X_i (mm) | Y_i (mm) |
|-------------------------------------|-------------------------------------|
| 0 | 0,000 |
| 1000 | 76,686 |
| 2000 | 140,592 |
| 3000 | 191,716 |
| 4000 | 230,059 |
| 5000 | 255,621 |
| 6500 | 270,000 |

4.4.5 Perhitungan Kehilangan Prategang

Gaya prategang awal yang diberikan ke elemen beton mengalami proses reduksi yang progresif, reduksi yang mengurangi besarnya gaya prategang awal disebut sebagai kehilangan prategang dimana kehilangan prategang yang terjadi sesuai dengan tahapan tahapan kondisi beban kerja. Gaya prategang yang telah dikurangi oleh reduksi akibat kehilangan prategang disebut sebagai gaya prategang efektif. Reduksi gaya prategang dapat dikelompokkan menjadi dua yaitu :

- Kehilangan elastis segera (kehilangan langsung)

Kehilangan secara langsung terdiri dari :

 1. Kehilangan perpendekan elastis
 2. Kehilangan akibat pengankuran
 3. Kehilangan akibat gesekan (Woble efek)
 4. Kehilangan akibat kekangan kolom
- Kehilangan yang bergantung pada waktu (kehilangan tidak langsung)

adapun macam kehilangan tidak langsung adalah sebagai berikut:

 1. Kehilangan akibat susut
 2. Kehilangan akibat rangkak
 3. Kehilangan akibat relaksasi baja

A. Kehilangan Prategang Langsung

Kehilangan prategang langsung seperti yang dijabarkan pada sebelumnya yang terdiri dari perpendekan elastis, slip pengankuran dan *woble efect*, akan dibahas lebih rinci pada subbab ini.

1. Kehilangan Akibat Perpendekan Elastis

Di balok pascatarik, kehilangan akibat perpendekan elastis bervariasi dari nol jika semua tendon didongkrak secara simultan, hingga setengah dari nilai yang dihitung pada kasus pratarik dengan beberapa pendongkrak sekuensial digunakan, seperti pendongkrakan dua tendon sekaligus. Karena hanya ada satu tendon dan dongkrak ditarik secara simultan, maka perpendekan elastis akan berpresipitasi selama pendongkrakan. Dengan

demikian, tidak terjadi kehilangan tegangan akibat perpendekan elastis tendon. Jadi, $\Delta f_{pES} = 0$

Persentase kehilangan prategang akibat perpendekan elastis adalah :

$$\% = \frac{0}{1286,713} \times 100\% = 0\%$$

2. Kehilangan Akibat gesekan dan Wobble Effect

Kehilangan prategang akibat gesekan terjadi di antara tendon dan bahan-bahan disekelilingnya. Besarnya kehilangan ini merupakan fungsi dari alinyemen tendon yang disebut sebagai efek kelengkungan dan deviasi lokal dalam alinyemen yang disebut efek tendon yang biasa disebut sebagai *wobble effect*. Pada saat tendon ditarik dengan gaya F_o di ujung pendongkrakan, maka tendon tersebut akan mengalami gesekan sehingga tegangan pada tendon akan bervariasi dari bidang pendongkrakan ke jarak L di sepanjang bentang. Sedangkan, efek *Wobble* mengakibatkan gesekan antara beton dan tendon baja yang dapat menyebabkan kehilangan oleh ketidaksempurnaan dalam alinyemen di sepanjang tendon.

Besarnya nilai kehilangan tersebut dapat dihitung sebagai berikut :

$$F_2 = F_1 \times e^{-((\mu \times \alpha) + (K \times L))}$$

Atau jika dinyatakan dengan tegangan :

$$f_2 = f_1 \times e^{-((\mu \times \alpha) + (K \times L))}$$

$$\Delta f_{pF} = f_1 - f_2 = f_1(1 - e^{-(\mu\alpha + KL)})$$

Nilai sudut kelengkungan dengan asumsi bahwa tendon parabolik mendekati bentuk busur lingkaran didapat dengan rumus sebagai berikut:

$$\alpha = \frac{8f}{L} \quad \text{dengan } f \text{ adalah panjang fokus tendon (dari cgs)}$$

$$\alpha = \frac{8 \times 270}{13000} = 0,166 \text{ rad}$$

$$f_1 = \frac{P_i}{A_{ps}} = \frac{3000000}{2331,53} = 1286,71 \text{ MPa}$$

Sedangkan nilai K dan μ didapat dari Tabel 4 SNI 2847-2013 tentang friksi dan *woble effect*, untuk kawat strand dengan untaian 7 kawat didapat nilai $K = 0,0016\text{-}0,0066$ diambil $K = 0,0016/\text{m}$ dan $\mu = 0,15\text{-}0,25$ diambil $\mu = 0,15$. Sehingga nilai kehilangan akibat friksi adalah sebagai berikut:

$$\begin{aligned} \Delta f_{pF} &= f_1 \left(1 - e^{-\mu\alpha + KL} \right) \\ \Delta f_{pF} &= 1286,71 \times \left(1 - e^{-((0,15 \times 0,166) + (0,0016 \times 13))} \right) \\ &= 55,48 \text{ MPa} \end{aligned}$$

Persentase kehilangan prategang akibat gesekan dan *wobble effect* adalah :

$$\% = \frac{55,48}{1286,71} \times 100 = 4,3 \%$$

Jadi jumlah besarnya kehilangan prategang akibat wobble efek adalah sebesar 55,48 MPa.

3. Kehilangan Akibat Slip Angkur

Kehilangan ini terjadi pada saat tendon ditarik sampai nilai gaya prategang penuh kemudian dongkrak dilepas sehingga gaya prategang teralihkan ke angkur. Pada metode pascatarik setelah pemberian gaya prategang dan dongkrak dilepas gaya *jacking* dialihkan ke angkur. Perlengkapan dalam angkur yang mengalami tegangan pada saat peralihan cenderung mengalami deformasi, sehingga tendon dapat tergelincir sedikit.

Besarnya nilai kehilangan prategang akibat slip angkur dapat dihitung dengan perumusan berikut:

$$\Delta f_{pA} = 2f_{st} \times \left(\frac{\mu \times \alpha}{L} + K \right) \times x$$

$$X = \sqrt{\frac{E_{PS} \times g}{f_{pi} \left(\frac{\mu \times \alpha}{L} + K \right)}} < \frac{L}{2}$$

Dimana :

E_{ps} = modulus elastisitas baja prategang = 197168,4 MPa

g = diasumsikan 0,08 cm = 0,8 mm

Dari perhitungan sebelumnya didapat $f_{pi} = f_{st} = 1286,713$ MPa

Maka didapat nilai X sebesar :

$$\begin{aligned} X &= \sqrt{\frac{197168,4 \times 0,8}{1286,71 \left(\frac{0,15 \times 0,166}{13000} + 0,0000016 \right)}} < \frac{13000}{2} \\ &= 5905,23 \text{ mm} < 6500 \text{ mm} \dots\dots\dots(\text{Oke}) \end{aligned}$$

Karena pengaruh tegangan belum mencapai tengah bentang, maka kehilangan tegangan tidak terjadi pada tengah bentang. Sehingga,

$$\Delta f_{pA} = 0$$

Persentase kehilangan prategang akibat slip angkur adalah :

$$\% = \frac{0}{1286,71} \times 100\% = 0\%$$

4. Kehilangan Akibat Kekangan Kolom

Konstruksi beton prategang dengan desain cor monolit perlu diperhitungkan kehilangan prategang akibat kekangan kolom. Hal ini dapat terjadi karena saat dilakukan jacking beton terkekang oleh kekakuan kolom, gaya perlawanan yang diberikan oleh kolom menahan reaksi perpendekan beton akibat gaya jacking yang terjadi. Gaya perlawanan kolom ini menyebabkan berkurangnya gaya prategang karena sebagian gaya prategang digunakan untuk mengatasi perlawanan gaya kolom seperti yang di ilustrasikan pada Gambar 4.28; 4.29; 4.30 dan 4.31.

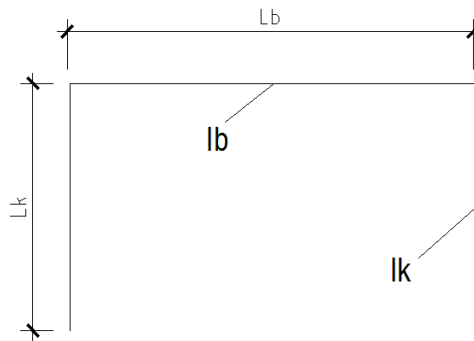
Semakin kaku komponen kolom yang mengekang balok prategang maka semakin besar gaya prategang yang hilang untuk melawan kolom agar mengikuti lenturan balok akibat gaya jacking hal ini juga menyebabkan semakin besarnya momen yang diterima kolom sebagai kontribusi dari jacking yang terjadi, demikian pula jika kolom didisain tidak kaku maka semakin kecil gaya kehilangan prategang balok akibat kekangan dan semakin kecil momen yang diterima kolom akibat gaya jacking yang terjadi.

Perhitungan kehilangan prategang akibat kekangan kolom mengacu pada buku “prestressed Concrete Designer’s Handbook

oleh P.W Abeles, B.K. Bardhan Roy dan F.H Turner pada tahun 1976.

Perhitungan kehilangan prategang akibat kekangan kolom di pengaruhi beberapa beban yang terjadi pada balok prategang sebagai berikut :

- Perhitungan distribusi momen akibat beban perpendekan elastis 1 cm.



Gambar 4. 28. Portal dengan balok prategang

$$k = \frac{K_b}{K_k} = \frac{l_k \times I_b}{l_b \times I_k}$$

Dimana :

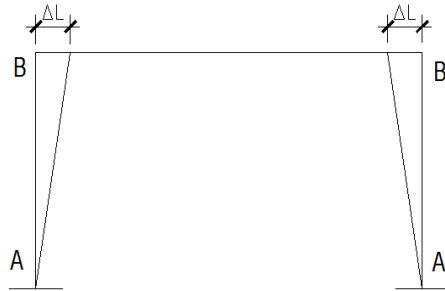
l_k = tinggi kolom (3200 mm)

l_b = bentang balok prategang (13000 mm)

I_b = momen inersia dari balok (23618553470 mm⁴)

I_k = momen inersia dari kolom (10800000000 mm^4)

$$k = \frac{K_b}{K_k} = \frac{3200 \times 23618553470}{13000 \times 10800000000} = 0,538$$



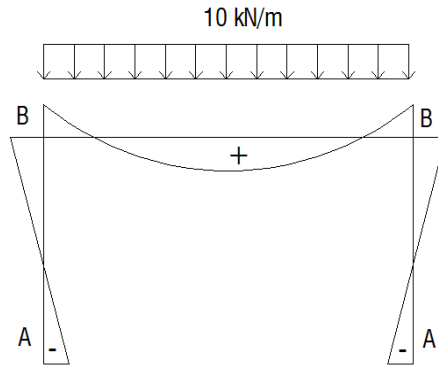
Gambar 4. 29. Perpendekan Kolom

- Perhitungan momen akibat perpendekan kolom
 $\varepsilon_{BB} = \Delta l / l$ yang diakibatkan perpendekan, susut dan rangkai.

$$\begin{aligned} M_A &= \frac{3 \times (k + 1)}{k \times (k + 2)} \times \frac{Ec \times I_b}{l_k} \times \varepsilon_{BB'} \\ &= \frac{3 \times (0,538 + 1)}{0,538 \times (0,538 + 2)} \times \frac{33234,02 \times 23618553470}{3200} \times 1,07 \times 10^{-3} \\ &= 886897985,7 \text{ Nmm} = 886,9 \text{ kNm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 M_B &= \frac{3}{(k+2)} \times \frac{Ec \times I_b}{l_k} \times \varepsilon_{BB'} \\
 &= \frac{3}{(0,538+2)} \times \frac{33234,02 \times 23618553470}{3200} \times 1,07 \times 10^{-3} \\
 &= 310241298 \text{ Nmm} = 310,24 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

- Perhitungan distribusi momen akibat beban merata.



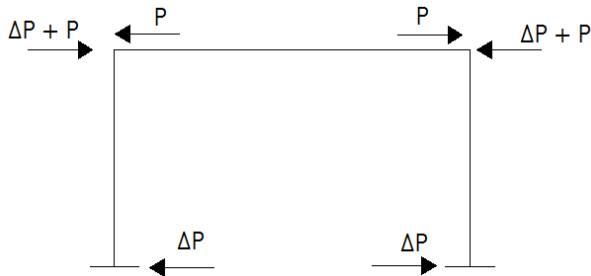
Gambar 4. 30. Momen yang bekerja akibat beban merata

$$\begin{aligned}
 M_A &= \frac{1}{(k+2)} \times \frac{W \times l_b^2}{12} = \frac{1}{(0,538+2)} \times \frac{10 \times 13000^2}{12} \\
 &= 55489887 \text{ Nmm} = 55,49 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

$$M_B = \frac{-2}{(k+2)} \times \frac{W \times l_b^2}{12} = \frac{-2}{(0,538+2)} \times \frac{10 \times 13000^2}{12}$$

$$= -110979774 \text{ Nmm} = -110,98 \text{ kNm}$$

- Perhitungan distribusi momen akibat eksentrisitas



Gambar 4. 31. Keseimbangan gaya prategang dengan reaksi perletakan

$$M_p = F_o \times e$$

$$M_p = 3000 \times 0,27 = 810 \text{ kNm}$$

$$M_A = \frac{1}{(k+2)} \times M_p = \frac{1}{(0,538+2)} \times 810$$

$$= 319,15 \text{ kNm}$$

$$M_B = -2 \times M_A = -2 \times 319,15$$

$$= -638,3 \text{ kNm}$$

- Perhitungan kehilangan prategang total akibat kekangan kolom,

➤ Akibat perpindahan kolom

$$\Delta P = \frac{M_A - M_B}{l_b} = \frac{886,9 - 310,24}{13} = 44,36 \text{ kN}$$

➤ Akibat beban merata

$$\Delta P = \frac{M_A - M_B}{l_b} = \frac{55,49 - (-110,98)}{13} = 12,81 \text{ kN}$$

➤ Akibat eksentrisitas

$$\Delta P = \frac{M_A - M_B}{l_b} = \frac{319,15 - (-638,3)}{13} = 73,65 \text{ kN}$$

Total $\Delta P = 130,82 \text{ kN}$

$$\Delta f_{pR} = 56,11 \text{ MPa}$$

Total kehilangan akibat proses kehilangan langsung

$$\Delta f_H = \Delta f_{pES} + \Delta f_{pF} + \Delta f_{pA} + \Delta f_{pR}$$

$$\Delta f_H = 0 \text{ MPa} + 55,48 \text{ MPa} + 0 \text{ MPa} + 56,11 \text{ MPa}$$

$$= 111,59 \text{ MPa (total kehilangan} = 8,6\%)$$

B. Kehilangan Prategang Tidak Langsung

Kehilangan prategang tidak langsung yang dihitung pada subbab ini dengan beberapa tahapan. Tahap pertama dihitung pada waktu sesaat setelah penyaluran gaya prategang yang mana pada perancangan ini diasumsikan terjadi 18 jam setelah penarikan *strand*, tahap kedua dihitung pada waktu 30 hari pada saat beban mati tambahan dan beban hidup mulai bekerja (*topping* beton diletakan), tahap terakhir dihitung saat dua tahun sesudah *topping* beton diletakan. perhitungan dapat dilihat pada tiap tiap tahapan sebagai berikut:

TAHAP I

Pada tahapan ini karena sesaat setelah penyaluran gaya prategang maka kehilangan akibat susut dan rangkak sangat kecil sehingga cenderung diabaikan jadi kehilangan akibat susut dan rangkak pada tahap sesaat setelah penyaluran gaya prategang adalah nol.

- Akibat Relaksasi Baja

Diketahui dari pehitungan sebelumnya nilai gaya prategang, luas strand dan kuat leleh tendon prategang adalah:

$$f_{pi} = 0,7 \times f_{pu} = 0,7 \times 1838,162 = 1286,713 \text{ MPa}$$

$$f_{py} = 0,9 f_{pu} = 0,9 \times 1838,162 = 1654,345 \text{ MPa}$$

sehingga didapat nilai $\frac{f_{pi}}{f_{py}}$ sebagai berikut:

$$\frac{f_{pi}}{f_{py}} = \frac{1286,713}{1654,345} = 0,77 > 0,55 \rightarrow \text{terjadi relaksasi baja (kehilangan}$$

akibat relaksasi baja diperhitungkan). Nilai besarnya tegangan yang hilang akibat relaksasi baja sebesar:

$$\Delta f_{pR} = f_{pi} \left(\frac{\log t_2 - \log t_1}{10} \right) \left(\frac{f_{pi}}{f_{py}} - 0.55 \right)$$

Diasumsikan transfer prategang terjadi setelah 18 jam sesudah penarikan strand dan untuk baja relaksasi rendah, penyebut di dalam suku log dalam persamaan tersebut dibagi dengan 45, sehingga diperoleh nilai:

$$\Delta f_{pR} = 1286,713 \left(\frac{\log 18}{45} \right) \left(\frac{1286,713}{1654,345} - 0.55 \right) = 8,175 \text{ Mpa}$$

Total kehilangan prategang

$$\begin{aligned} f_{pT} &= \Delta f_{pA} + \Delta f_{pR} + \Delta f_{fCR} + \Delta f_{pSH} \\ &= 0 + 8,175 + 0 + 0 \\ &= 8,175 \text{ MPa} \end{aligned}$$

Jadi jumlah besarnya kehilangan prategang pada tahap I adalah sebesar 8,175 MPa.

Jadi tegangan *strand* di akhir Tahap I adalah :

$$f_{pe} = f_i - f_{pT} = 1286,713 - 8,175 = 1278,537 \text{ MPa}$$

TAHAP II

Tahap dua terjadi dari rentang waktu sesaat setelah gaya penyaluran prategang diberikan hingga beban mati tambahan dan beban hidup bekerja (30 hari = 720 jam).

- Akibat Relaksasi Baja

Diketahui dari perhitungan sebelumnya nilai gaya prategang yang tersisa setelah kehilangan langsung, luas strand dan tegangan setelah kehilangan berturut turut adalah:

$$f_{ps} = f_i - f_{pT} = 1286,713 - 8,175 = 1278,537 \text{ MPa}$$

$$f_{py} = 0,9 f_{pu} = 0,9 \times 1838,162 = 1654,345 \text{ MPa}$$

sehingga didapat nilai $\frac{f_{ps}}{f_{py}}$ sebagai berikut:

$$\frac{f_{ps}}{f_{py}} = \frac{1278,53}{1654,345} = 0,77 > 0,55 \rightarrow \text{terjadi relaksasi baja (kehilangan}$$

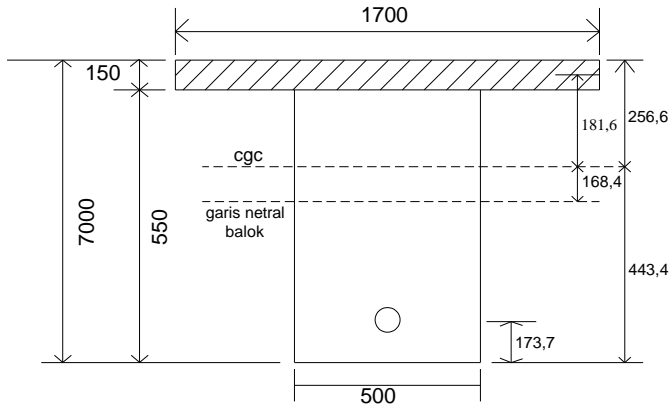
akibat relaksasi baja diperhitungkan). Nilai besarnya tegangan yang hilang akibat relaksasi baja sebesar:

$$\Delta f_{pR} = 1278,537 \left(\frac{\log 720 - \log 18}{45} \right) \left(\frac{1278,537}{1654,345} - 0,55 \right) = 10,14 \text{ MPa}$$

- Akibat Susut

Besarnya susut beton dipengaruhi oleh beberapa faktor. Faktor-faktor tersebut meliputi proporsi campuran, tipe agregat, tipe semen, waktu perawatan, waktu antara akhir perawatan eksternal dan pemberian prategang, ukuran komponen struktur dan kondisi lingkungan.

Kehilangan prategang akibat susut dipengaruhi oleh ratio penampang dan kelembaban udara. Jika kelembaban udara relatif rata rata diasumsikan sebesar $RH = 75\%$ maka perbandingan ratio penampang $\frac{V}{S}$ adalah perbandingan antara luas dan keliling. Jika penampang balok prategang berupa balok seperti Gambar 4.32.



Gambar 4. 32. Penampang Balok Prategang

Luas penampang (dengan nilai E_c yang sama) didapat dari nilai

$$A_{pelat} = 15 \times 170 = 2550 \text{ cm}^2$$

$$A_{balok} = 50 \times 55 = \underline{2750 \text{ cm}^2} +$$

$$A_c = 5300 \text{ cm}^2$$

Keliling penampang sebesar :

$$K_{ell} = (170 \times 2) + ((15 + 55) \times 2) = 480 \text{ cm}$$

$$\text{Maka nilai } \frac{V}{S} = \frac{5300}{480} = 11,04$$

K_{SH} diambil dari Tabel 3.2 didapat nilai K_{SH} untuk 30 hari sebesar 0,58

Sehingga didapat nilai susut sebagai berikut :

$$\Delta f_{pSH} = 8,2 \times 10^{-6} K_{SH} E_p s \left(1 - 0,0236 \frac{V}{S} \right) \times (100 - RH)$$

$$\begin{aligned}
 &= 8,2 \times 10^{-6} \times 0,58 \times 1971684 \times (1 - (0,0236 \times 11,04)) \times (100 - 70) \\
 &= 20,8 \text{ MPa}
 \end{aligned}$$

- Akibat Rangkak

Akibat rangkak kehilangan dipengaruhi oleh tegangan beban mati tambahan yang bekerja setelah transfer prategang. Sehingga nilai f_{csd} adalah tegangan yang didapat dari momen akibat beban mati tambahan tanpa termasuk berat sendiri balok dan f_{cs} merupakan tegangan beton pada daerah cgs akibat gaya prategang sesaat setelah transfer. Besarnya nilai creep dapat dihitung dengan perumusan berikut:

$$\Delta f_{pCr} = n K_{CR} (f_{cir} - f_{csd})$$

Nilai K_{CR} diambil 1,6 untuk post tension prestress. Nilai ratio modulus (n) merupakan perbandingan nilai modulus elastisitas baja prategang dengan modulus elastisitas beton.

$$n = \frac{E_{ps}}{E_c}, \text{dimana :}$$

$$E_{ps} = \text{modulus elastisitas baja prategang} = 1971684 \text{ MPa}$$

$$E_c = \text{modulus elastisitas} = 4700 \sqrt{f_{c'}} = 4700 \sqrt{50} = 33234,02 \text{ MPa}$$

sehingga nilai ratio modulus sebesar:

$$n = \frac{E_{ps}}{E_c} = \frac{1971684}{33234,02} = 5,93$$

Nilai f_{cir} merupakan besarnya tegangan akibat berat sendiri sesaat setelah gaya jacking. f_{cir} didapat dengan perumusan sebagai berikut:

$$M_D = \frac{q \times l^2}{12} = \frac{(0,5300 \times 2400) \times 13^2}{12} = 17914 \text{ kgm}$$

$$= 179,14 \text{ kNm}$$

$$f_{cir} = \left(\frac{P_i}{A_c} + \frac{P_i \times e^2}{I_c} \right) - \frac{M_D \times e}{I_c}$$

$$f_{cir} = \left(\frac{3000000}{530000} + \frac{3000000 \times 270^2}{23618553470} \right) - \frac{179140000 \times 270}{23618553470}$$

$$= 12,87 \text{ MPa}$$

Data data lainnya diambil sebagai berikut:

Luas Penampang (A) = 5300 cm^2

Eksentrisitas tengah bentang dari cgc = 27 cm

$I_c = 2361855,347 \text{ cm}^4$

Akibat berat mati tambahan (f_{csd}) adalah momen akibat beban mati tambahan dan beban hidup 70 % didapat dari program SAP2000

$M_{SD} = 274,22 \text{ kNm} = 274220000 \text{ Nmm}$

$$f_{csd} = \frac{M_{SD} \times e}{I} = \frac{424363000 \times 270}{23618553470} = 4,85 \text{ MPa}$$

sehingga didapat nilai rangkai sebagai berikut :

$$\Delta f_{pCr} = nK_{CR}(f_{cir} - f_{csd})$$

$$\Delta f_{pCr} = 5,93 \times 1,6 \times (12,87 - 4,85) = 76,09 \text{ MPa}$$

Total kehilangan prategang

$$f_{pT} = \Delta f_{pR} + \Delta f_{pCr} + \Delta f_{pSH}$$

$$= 10,14 + 76,09 + 20,8$$

$$= 107,03 \text{ MPa}$$

Jadi jumlah besarnya kehilangan prategang pada tahap II adalah sebesar $107,03 \text{ MPa}$.

Peningkatan tegangan di *strand* akibat penambahan *topping* adalah :

$$f_{SD} = n f_{csd} = 5,93 \times 4,85 = 28,76 \text{ MPa}$$

Jadi tegangan *strand* di akhir Tahap II adalah :

$$\begin{aligned} f_{pe} &= f_{ps} - \Delta f_{pT} + f_{SD} \\ &= 1278,537 - 107,03 + 28,76 = 1200,267 \text{ MPa} \end{aligned}$$

TAHAP III

Tahap tiga terjadi dari rentang waktu 30 hari sampai 2 tahun saat semua beban telah bekerja (2 tahun = 730 hari)

- Akibat Relaksasi Baja

Diketahui dari perhitungan sebelumnya nilai gaya prategang yang tersisa setelah kehilangan langsung, luas strand dan tegangan setelah kehilangan berturut turut adalah:

$$f_{pe} = 1200,267 \text{ MPa}$$

Kehilangan tegangan akibat relaksasi baja adalah :

$$\Delta f_{pR} = 1200,27 \left(\frac{\log 17520 - \log 720}{45} \right) \left(\frac{1200,27}{1654,345} - 0,55 \right) = 6,49 \text{ MPa}$$

Total kehilangan prategang

$$f_{pT} = \Delta f_{pR} = 6,49 \text{ MPa}$$

Jadi jumlah besarnya kehilangan prategang pada tahap III adalah sebesar 6,49 MPa.

Maka, total kehilangan yang terjadi adalah sebesar 15,9 % dengan rincian seperti pada Tabel 4.14.

Tabel 4. 14. Resume kehilangan tegangan

| Level tegangan pada berbagai tahap | Tegangan baja, MPa | Persen |
|---------------------------------------|-----------------------|--------|
| Sesudah penarikan ($0,7 f_{pu}$) | 1286,71 | 100 |
| Kehilangan akibat perpendekan elastis | 0 | 0,00 |
| Kehilangan akibat angker | 0 | 0,00 |
| Kehilangan akibat wobble effect | 55,48 | 4,31 |
| Kehilangan akibat kekangan kolom | 56,11 | 4,36 |
| Kehilangan akibat rangkai | 76,09 | 5,91 |
| Kehilangan akibat susut | 20,8 | 1,62 |
| Kehilangan akibat relaksasi baja | 24,810 | 1,93 |
| Pertambahan karena topping | 28,76 | 2,24 |
| Tegangan netto akhir f_{pe} | 1.082,18 | 84,10 |
| Persentase kehilangan total = | $100 - 84,1 = 15,9\%$ | |

4.4.6 Kontrol Tegangan Setelah Kehilangan

Kontrol tegangan pada daerah lapangan tegangan yang terjadi dapat dilihat pada Gambar 4.33 dan 4.34:

$$\text{Tegangan baja} = 0,841 \times 1286,71 = 1082,12 \text{ MPa}$$

$$F_{eff} = 1082,11 \times 2400 = 2597064 \text{ N}$$

- Serat Atas

$$f^t = -\frac{F_{eff}}{A} + \frac{F_{eff} \times e}{W_t} - \frac{M_T}{W_t}$$

$$f^t = -\frac{2597064}{530000} + \frac{2597064 \times 270}{92044250} - \frac{488710000}{92044250}$$

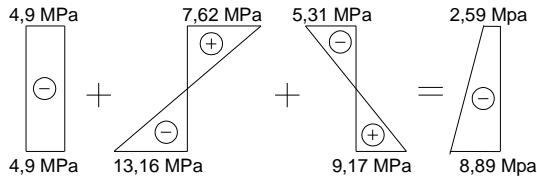
$$f^t = -2,592 < -22,5 \text{ MPa} \dots\dots (\text{Oke})$$

- Serat Bawah

$$f^b = -\frac{F_{eff}}{A} - \frac{F_{eff} \times e}{W_b} + \frac{M_T}{W_b}$$

$$f^b = -\frac{2597064}{530000} - \frac{2597064 \times 270}{53266920} + \frac{488710000}{53266920}$$

$$f^b = -8,89 < -22,5 \text{ MPa} \dots\dots (\text{Oke})$$



Gambar 4. 33. Diagram Tegangan Setelah Kehilangan Prategang pada Lapangan

Kontrol tegangan pada daerah tumpuan tegangan yang terjadi adalah:

- Serat Atas

$$f^t = -\frac{F_{eff}}{A} + \frac{F_{eff} \times e}{W_t} - \frac{M_T}{W_t}$$

$$f^t = -\frac{2597064}{530000} + \frac{2597064 \times 100}{92044250} - \frac{748920000}{92044250}$$

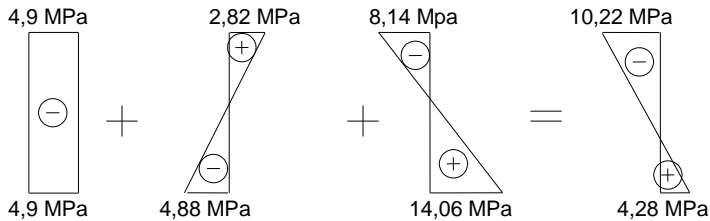
$$f^t = -10,28 < -22,5 \text{ MPa} \dots\dots (\text{Oke})$$

- Serat Bawah

$$f^b = -\frac{F_{eff}}{A} - \frac{F_{eff} \times e}{W_b} + \frac{M_T}{W_b}$$

$$f^b = -\frac{2597064}{530000} - \frac{2597064 \times 100}{53266920} + \frac{748920000}{53266920}$$

$$f^b = 1,78 < 3,54 \text{ MPa} \dots\dots (\text{Oke})$$



Gambar 4. 34. Diagram Tegangan Setelah Kehilangan Prategang pada Tumpuan

4.4.7 Kontrol Lendutan

Kemampuan layan struktur beton prategang ditinjau dari perilaku defleksi komponen tersebut. Elemen beton prategang memiliki dimensi yang lebih langsing dibanding beton bertulang biasa sehingga kontrol lendutan sangat diperlukan untuk memenuhi batas layan yang disyaratkan.

Lendutan Ijin

Lendutan ijin pada komponen beton prategang harus memenuhi syarat Tabel 3 SNI 2847-2013 pasal 5.2.7 yaitu lendutan untuk konstruksi yang menahan atau yang disatukan oleh komponen non struktural sebesar:

$$\Delta_{ijin} = \frac{L}{480} = \frac{13000}{480} = 27,08 \text{ mm}$$

Lendutan Awal Saat Jacking

Pada saat awal tranfer gaya prategang nilai lendutan yang terjadi adalah sebagai berikut:

- Lendutan Akibat Tekanan Tendon

Tekanan tendon menyebabkan balok tertekuk keatas sehingga lendutan yang terjadi berupa lendutan ke arah atas. Sedangkan syarat ijin lendutan mengarah ke bawah, sehingga lendutan akibat tendon dapat melawan lendutan kebawah yang diakibatkan oleh beban dan berat sendiri.

$$\Delta l_{PO} = \frac{5}{384} \times \frac{P_o \times l^4}{E_c \times I}$$

dengan nilai P sebesar

$$P_o = \frac{8 \times F_o \times f}{l^2}$$

$$P_o = \frac{8 \times 3000000 \times 270}{13000^2} = 38,34 \quad N/mm$$

$$\begin{aligned} \Delta l_{PO} &= \frac{5}{384} \times \frac{38,34 \times 13000^4}{33234,02 \times 23618553470} \\ &= 18,16 \text{ mm } (\uparrow) \end{aligned}$$

- Lendutan Akibat Eksentrisitas Tepi Balok

Eksentrisitas tepi balok terhadap cgc pada letak tendon menyebabkan lendutan ke arah bawah (karena menyebabkan momen negatif). Besarnya lendutan ini dipengaruhi oleh momen akibat gaya dan eksentrisitas tepi balok terhadap cgc. Besarnya nilai lendutan yang diakibatkan oleh eksentrisitas adalah:

$$\Delta l_{me} = \frac{F_o \times e \times l^2}{8E_c \times I}$$

$$\begin{aligned} \Delta l_{me} &= \frac{3000000 \times 100 \times 13000^2}{8 \times 33234,02 \times 23618553470} \\ &= 8,07 \text{ mm } (\downarrow) \end{aligned}$$

- Lendutan Akibat Berat Sendiri

Berat sendiri balok menyebabkan balok tertekuk ke bawah sehingga lendutan yang terjadi berupa lendutan ke bawah. Besarnya lendutan ke bawah akibat berat sendiri adalah:

$$\Delta l_{qO} = \frac{5}{384} \times \frac{q_o \times l^4}{E_C \times I}$$

$$\Delta l_{qO} = \frac{5}{384} \times \frac{10,95 \times 13000^4}{33234,02 \times 23618553470}$$

$$= 5,19 \text{ mm } (\downarrow)$$

Total lendutan pada saat awal transfer gaya prategang sebesar (dengan mengasumsikan tanda (-) adalah lendutan ke atas karena berlawanan arah dengan arah terjadinya lendutan):

$$\Delta l_A = \Delta l_{PO} + \Delta l_{qO} + \Delta l_{me}$$

$$= -18,16 + 5,19 + 8,07 = -4,9 \text{ mm } (\uparrow)$$

Lendutan arah ke bawah belum terjadi

Lendutan Saat Beban Bekerja

Saat beban bekerja sepenuhnya bekerja gaya prategang yang terjadi berupa gaya prategang efektif setelah terjadi berbagai tahap dan macam kehilangan. Lendutan yang terjadi antara lain:

- Lendutan Akibat Tekanan Tendon (F_{efektif})

$$p_O = \frac{8 \times F_{\text{eff}} \times f}{l^2}$$

$$p_O = \frac{8 \times 2597064 \times 270}{13000^2} = 33,19 \text{ N/mm}$$

$$\Delta l_{PO} = \frac{5}{384} \times \frac{33,19 \times 13000^4}{33234,02 \times 23618553470}$$

$$= 15,7 \text{ mm } (\uparrow)$$

- Lendutan Akibat Eksentrisitas

$$\Delta l_{me} = \frac{F_{eff} \times e \times l^2}{8E_C \times I}$$

$$\Delta l_{me} = \frac{2597064 \times 100 \times 13000^2}{8 \times 33234,02 \times 23618553470}$$

$$= 6,99 \text{ mm } (\downarrow)$$

- Lendutan Akibat Beban Beban yang Bekerja

Beban yang telah sepenuhnya bekerja berupa berat sendiri balok, beban mati tambahan dan beban hidup. Besarnya lendutan akibat beban beban yang telah bekerja seluruhnya dapat dihitung dengan menggunakan program bantu SAP2000. Lendutan yang didapat sebesar 12,7 mm (\downarrow)

Lendutan Total

Total lendutan pada saat beban beban telah bekerja dengan gaya pratangang efektif (dengan mengasumsikan tanda (-) adalah lendutan ke atas karena berlawanan arah dengan arah terjadinya lendutan) sebesar:

$$\Delta l_A = \Delta l_{PO} + \Delta l_{qO} + \Delta l_{me}$$

$$= -15,7 + 12,7 + 6,99 = 3,99 \text{ mm } (\downarrow) < \text{Lendutan ijin}$$

$$= 3,99 \text{ mm} < 27,5 \text{ mm} \dots\dots\dots(\text{Oke})$$

4.4.8 Momen Retak

Perhitungan kuat ultimate dari balok prategang harus memenuhi persyaratan SNI 2847-2013 pasal 18.8.2 mengenai jumlah total baja tulangan non-prategang dan prategang harus cukup untuk dapat menghasilkan beban terfaktor paling sedikit 1,2 beban retak yang terjadi berdasarkan nilai modulus retak $f_r = 0,62\sqrt{f_c'}$, sehingga didapat $\phi Mu \geq 1,2 M_{cr}$ dengan nilai $\phi = 0,9$.

Momen retak adalah momen yang menghasilkan retak rambut pertama pada balok prategang dihitung dengan teori elastis dengan menganggap bahwa retak mulai terjadi saat tarik pada serat beton mencapai modulus keruntuhannya. Harus diperhatikan pula bahwa modulus keruntuhan hanyalah merupakan ukuran permulaan retak rambut pertama seringkali tidak terlihat oleh mata telanjang. Nilai momen retak dapat dihitung sebagai berikut (dengan asumsi tanda (+) adalah serat yang mengalami tekan) :

Untuk serat bawah mengalami Tarik (pada daerah lapangan) maka :

$$\begin{aligned}
 M_{cr} &= \left(\frac{F_e}{A} \times \frac{I}{y_b} \right) + \left(\frac{F_e \times e \times y_b}{I} \times \frac{I}{y_b} \right) + \left(f_r \times \frac{I}{y_b} \right) \\
 &= (F_e \times k_t) + (F_e \times e) + (f_r \times W_b) \\
 &= (2597064 \times 88,7) + (2597064 \times 270) + (4,38 \times 53266920) \\
 &= 1164,88 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

4.4.9 Penulangan Lunak Tambahan

Penulangan lunak tambahan diperlukan pada bagian tumpuan balok untuk menerima beban gempa yang terjadi dan pada daerah lapangan untuk menerima berat sendiri saat balok masih belum ditarik. Dari hasil program SAP didapat momen tumpuan dan lapangan akibat beban gempa comb 1,2D + L + RSPx sebagai berikut :

Daerah Tumpuan :

$$M_u : 644,71 \text{ kNm}$$

$$V_u : 285,53 \text{ kN}$$

Daerah lapangan :

$$M_u : 408,62 \text{ kNm}$$

$$V_u : 161,16 \text{ kN}$$

A. Tulangan Lentur

Tinggi Manfaat Rencana :

- $d = h - \text{decking} - \text{Sengkang} - (\frac{1}{2} \phi_{\text{lentur}})$
 $= 700 \text{ mm} - 40 \text{ mm} - 13 \text{ mm} - (\frac{1}{2} \times 25 \text{ mm})$
 $= 634,5 \text{ mm}$
- $d' = \text{decking} + \text{Sengkang} + (\frac{1}{2} \phi_{\text{lentur}})$
 $= 40 \text{ mm} + 13 \text{ mm} + (\frac{1}{2} \times 25 \text{ mm})$
 $= 65,5 \text{ mm}$

Penulangan Tumpuan

$$M_n = \frac{M_u}{0,9} = \frac{644707126 \text{ Nmm}}{0,9} = 716341251,1 \text{ Nmm}$$

$$X_b = \frac{600}{600 + f_y} \times d = \frac{600}{600 + 400} \times 634,5 = 380,7 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} X_{max} &= 0,75 X_b \\ &= 0,75 \times 380,7 = 285,525 \text{ mm} \end{aligned}$$

Direncanakan $x = 100 \text{ mm}$

$$\begin{aligned} \beta_1 &= 0,85 - 0,05 \left(\frac{f'_c - 28}{7} \right) \\ &= 0,85 - 0,05 \left(\frac{50 - 28}{7} \right) = 0,69 \end{aligned}$$

$$A_{sc} = \frac{0,85 \beta_1 f'_c b x}{f_y} = \frac{0,85 \times 0,69 \times 50 \times 500 \times 100}{400} = 3665,625 \text{ mm}^2$$

$$\begin{aligned} M_{nc} &= A_{sc} \times f_y \times \left(d - \frac{\beta_1 x}{2} \right) \\ &= 3665,625 \times 400 \times \left(634,5 - \frac{0,69 \times 100}{2} \right) \\ &= 879540535,7 \text{ Nmm} \end{aligned}$$

Karena $M_{nc} > \frac{M_u}{\phi}$ (Tidak perlu tulangan rangkap)

Cek Syarat Kebutuhan Tulangan Minimum

$$\rho_{\min} = \frac{A_s \min}{b w \times d}$$

$$\begin{aligned}
 A_{s \min} &= \frac{0,25 \times \sqrt{f_c}}{f_y} \times b w \times d \\
 &= \frac{0,25 \times \sqrt{50}}{400} \times 400 \times 634,5 \\
 &= 1402,1 \text{ mm}^2 \quad \rightarrow \rho_{\min} = 0,0044
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 A_{s \min} &= \frac{1}{f_y} \times b w \times d = \frac{1}{400} \times 400 \times 634,5 \\
 &= 1110,4 \text{ mm}^2 \quad \rightarrow \rho_{\min} = 0,0035
 \end{aligned}$$

$$\text{Maka digunakan } A_{s \min} = 750,4 \quad \rightarrow \rho_{\min} = 0,0044$$

Estimasi Kebutuhan Tulangan Awal

Direncanakan menggunakan tulangan tunggal, dengan asumsi awal penampang dalam kondisi tension controlled ($\phi = 0,9$)

$$R_n = \frac{M}{\phi \times b \times d^2} = \frac{644707125,8}{\phi \times 400 \times 634,5^2} = 3,56 \text{ N/mm}^2$$

$$m = \frac{f_y}{0,85 \times f_c} = \frac{400}{0,85 \times 50} = 9,41$$

$$\begin{aligned}
 \rho_{\text{perlu}} &= \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times m \times R_n}{f_y}} \right) \\
 &= \frac{1}{9,41} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 9,41 \times 3,56}{400}} \right) \\
 &= 0,0093
 \end{aligned}$$

Karena $\rho_{\text{perlu}} > \rho_{\min}$, maka pakai $\rho = 0,0093$

$$A_s = \rho \times b \times d$$

$$= 0,0093 \times 500 \times 634,5$$

$$= 2951,7 \text{ mm}^2$$

Kontrol Kondisi Penampang

$$a = \frac{As \times f_y}{0,85 \times f_c \times b} = \frac{2951,7 \times 400}{0,85 \times 50 \times 500} = 55,561$$

$$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{55,561}{0,69} = 80,19$$

$$0,375d = 0,375 \times 634,5 = 237,94 \text{ mm}$$

$$c < 0,375d \rightarrow \text{Asumsi benar}$$

Menentukan Jumlah Tulangan Terpasang

Karena $As \text{ perlu} > As \text{ min}$ maka $As = 2951,7 \text{ mm}^2$

$$N \text{ tulangan} = \frac{As \text{ perlu}}{As \text{ tulangan}} = \frac{2951,7}{0,25 \times \pi \times d^2} = 6 \text{ buah}$$

Cek : $As \text{ pasang} > As \text{ perlu}$

$$2955 \text{ mm}^2 > 2951,7 \text{ mm}^2 \rightarrow \text{OKE}$$

Cek Momen Nominal

$$M_n = \phi \times As \times f_y \times \left(d - \frac{a}{2}\right)$$

$$= 0,9 \times 2955 \times 400 \times \left(634,5 - \frac{55,56}{2}\right)$$

$$= 645427989 \text{ Nmm} > M_n = 644707125 \text{ Nmm} \rightarrow \text{OKE}$$

Kontrol Jarak Tulangan

$$S = \frac{bw - (2 \times \text{selimut}) - (N \times D \text{ tul.lentur}) - (2 \times D \text{ tul.senggang})}{N - 1}$$

$$= \frac{400 - (2 \times 40) - (6 \times 25) - (2 \times 13)}{6 - 1}$$

$$= 48,8 \text{ mm} > 25 \text{ mm} \rightarrow \text{OKE}$$

Maka dipasang tulangan 6 D 25

Penulangan Lapangan

$$M_n = \frac{M_u}{0,9} = \frac{408617769 \text{ Nmm}}{0,9} = 454019743,3 \text{ Nmm}$$

$$X_b = \frac{600}{600 + f_y} \times d = \frac{600}{600 + 400} \times 634,5 = 380,7 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} X_{max} &= 0,75 X_b \\ &= 0,75 \times 380,7 = 285,525 \text{ mm} \end{aligned}$$

Direncanakan $x = 100 \text{ mm}$

$$\begin{aligned} \beta_1 &= 0,85 - 0,05 \left(\frac{f'_c - 28}{7} \right) \\ &= 0,85 - 0,05 \left(\frac{50 - 28}{7} \right) = 0,69 \end{aligned}$$

$$A_{sc} = \frac{0,85 \beta_1 f'_c b x}{f_y} = \frac{0,85 \times 0,69 \times 50 \times 500 \times 100}{400} = 3665,625 \text{ mm}^2$$

$$\begin{aligned} M_{nc} &= A_{sc} \times f_y \times \left(d - \frac{\beta_1 x}{2} \right) \\ &= 3665,625 \times 400 \times \left(634,5 - \frac{0,69 \times 100}{2} \right) \\ &= 879540535,7 \text{ Nmm} \end{aligned}$$

Karena $M_{nc} > \frac{M_u}{\phi}$ (Tidak perlu tulangan rangkap)

Cek Syarat Kebutuhan Tulangan Minimum

$$\rho_{\min} = \frac{A_{s \min}}{b w \times d}$$

$$A_{s \min} = \frac{0,25 \times \sqrt{f_c}}{f_y} \times b w \times d$$

$$= \frac{0,25 \times \sqrt{50}}{400} \times 400 \times 634,5$$

$$= 1402,1 \text{ mm}^2 \quad \rightarrow \rho_{\min} = 0,0044$$

$$A_{s \min} = \frac{1}{f_y} \times b w \times d = \frac{1}{400} \times 400 \times 634,5$$

$$= 1110,4 \text{ mm}^2 \quad \rightarrow \rho_{\min} = 0,0035$$

$$\text{Maka digunakan } A_{s \min} = 750,4 \quad \rightarrow \rho_{\min} = 0,0044$$

Estimasi Kebutuhan Tulangan Awal

Direncanakan menggunakan tulangan tunggal, dengan asumsi awal penampang dalam kondisi tension controlled ($\phi = 0,9$)

$$R_n = \frac{M}{\phi \times b \times d^2} = \frac{408617769}{\phi \times 400 \times 634,5^2} = 2,26 \text{ N/mm}^2$$

$$m = \frac{f_y}{0,85 \times f_c} = \frac{400}{0,85 \times 50} = 9,41$$

$$\begin{aligned} \rho_{\text{perlu}} &= \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times m \times R_n}{f_y}} \right) \\ &= \frac{1}{9,41} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 9,41 \times 2,26}{400}} \right) \\ &= 0,0093 \end{aligned}$$

Karena $\rho \text{ perlu} > \rho \text{ min}$, maka pakai $\rho = 0,0058$

$$\begin{aligned} A_s &= \rho \times b \times d \\ &= 0,0058 \times 500 \times 634,5 \\ &= 1839,1 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Kontrol Kondisi Penampang

$$a = \frac{A_s \times f_y}{0,85 \times f_c \times b} = \frac{1839,1 \times 400}{0,85 \times 50 \times 500} = 34,62$$

$$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{34,62}{0,69} = 49,96$$

$$0,375d_t = 0,375 \times 634,5 = 237,94 \text{ mm}$$

$$c < 0,375d_t \rightarrow \text{Asumsi benar}$$

Menentukan Jumlah Tulangan Terpasang

Karena $A_s \text{ perlu} > A_s \text{ min}$ maka $A_s = 1839,1 \text{ mm}^2$

$$N \text{ tulangan} = \frac{A_s \text{ perlu}}{A_s \text{ tulangan}} = \frac{1839,1}{0,25 \times \pi \times d^2} = 4,91 \approx 5 \text{ buah}$$

$$\begin{aligned} \text{Cek} : A_s \text{ pasang} &> A_s \text{ perlu} \\ 2454,4 \text{ mm}^2 &> 2412,3 \text{ mm}^2 \rightarrow \text{OKE} \end{aligned}$$

Cek Momen Nominal

$$\begin{aligned} M_n &= \phi \times A_s \times f_y \times \left(d - \frac{a}{2} \right) \\ &= 0,9 \times 2454,4 \times 400 \times \left(634,5 - \frac{34,62}{2} \right) \end{aligned}$$

$$= 545333471 \text{ Nmm} > M_n = 408617769 \text{ Nmm} \rightarrow \text{OKE}$$

Kontrol Jarak Tulangan

$$\begin{aligned} S &= \frac{bw - (2 \times \text{selimut}) - (N \times D_{\text{tul.lentur}}) - (2 \times D_{\text{tul.sengakang}})}{N - 1} \\ &= \frac{400 - (2 \times 40) - (5 \times 25) - (2 \times 13)}{5 - 1} \\ &= 67,25 \text{ mm} > 25 \text{ mm} \rightarrow \text{OKE} \end{aligned}$$

Maka dipasang tulangan 5 D 25

B. Tulangan Geser

Penulangan geser pada balok prategang berfungsi untuk menanggulangi gaya geser akibat beban luar yang terjadi pada balok. Kemampuan menahan gaya geser ditentukan oleh kekuatan penampang badan dan tulangan geser terpasang. Retak yang terjadi akibat gaya geser adalah retak geser pada badan dekat tumpuan dan retak lentur geser miring dekat tengah bentang. Besarnya gaya yang mengakibatkan retak geser badan dekat tumpuan dan retak lentur geser miring dekat tengah bentang dalam SNI 2847-2013 ps 11.3.3.1 dan 11.3.3.2 dengan syarat batas spasi sesuai pasal 11.4.5

Data dan Perencanaan

| | | | |
|--------------------|---|-----------|-----|
| V_{ud}' | : | 198456 N | |
| V_{ui}' | : | 376471 N | |
| M_d tumpuan | : | 439934545 | Nmm |
| M_d lapangan | : | 274218921 | Nmm |
| M_{max} tumpuan | : | 814206888 | Nmm |
| M_{max} lapangan | : | 544823692 | Nmm |

Keterangan:

- V_{ud} = Gaya geser akibat beban mati tidak terfaktor.
 V_{ui} = Gaya geser akibat kombinasi beban yang menghasilkan momen maksimum.
 M_d = Momen akibat beban mati.
 M_{max} = Momen akibat kombinasi beban maksimum.

Kuat Geser yang Disumbangkan Beton

Untuk komponen balok prategang nilai ϕV_c diambil nilai terkecil antara V_{ci} dan V_{cw} sesuai SNI 2847-2013 pasal 11.3.3

1. Kuat geser nominal yang disumbangkan oleh beton pada saat terjadinya keretakan diagonal akibat kombinasi momen dan geser (V_{ci})

$$V_{ci} = \frac{\sqrt{f'_c}}{20} b_w \times d + V_d + \frac{V_i \times M_{cre}}{M_{max}}, \text{ dengan}$$

$$M_{cre} = \left(\frac{I}{Y_T} \right) \left(\frac{\sqrt{f'_c}}{2} + f_{pe} - f_d \right)$$

2. Kuat geser nominal yang disumbangkan oleh beton pada saat terjadinya keretakan diagonal akibat tegangan tarik utama yang berlebihan pada badan penampang (V_{cw})

$$V_{cw} = 0,3(f_{pc} + \sqrt{f'_c}) \times b_w \times d + V_p$$

Kuat geser Daerah Tumpuan

$$x = \text{diambil } 0,5 \times b_{kolom} = 0,5 \times 600 = 300 \text{ mm}$$

$$p' = \frac{8 \times F \times f}{L^2} = \frac{8 \times 3000000 \times 100}{13000^2} = 14,2 \text{ N/mm}$$

$$V_p' = \frac{L}{2} \times p' = \frac{13000}{2} \times 14,2 = 92300 \text{ N}$$

- Kuat Geser Badan (V_{cw})

$$V_{cw} = 0,3(f_{pc} + \sqrt{f'_c}) \times b_w \times d + V_p$$

Dimana:

$$f'_c = 50 \text{ MPa}$$

$$f_{pc} = \frac{F_o}{A_c} = \frac{3000000}{500 \times 700} = 8,57 \text{ N/mm}^2$$

$$d = h - d' = 700 - 65,5 = 634,5$$

$$V_p = \frac{0,5L - x}{0,5L} V_p' = \frac{0,5(13000) - 300}{0,5 \times 13000} \times 92300$$

$$= 88040 \text{ N}$$

Sehingga didapat nilai V_{cw} sebagai berikut:

$$V_{cw} = 0,3(8,57 + \sqrt{50}) \times 500 \times 634,5 + 88040$$

$$= 1576678,63 \text{ N}$$

- Kuat Geser Lentur (V_{ci})

$$V_{ci} = \frac{\sqrt{f'_c}}{20} b_w \times d + V_d + \frac{V_{ui} \times M_{cre}}{M_{\max}}$$

Dimana:

$$V_d = 198456 \text{ N}$$

$$V_{ui} = 376471 \text{ N}$$

$$f_{pe} = \frac{F_{eff}}{A_c} + \frac{F_{eff} \times e_t}{W_b} = \frac{2400000}{350000} + \frac{2400000 \times 100}{53266920}$$

$$= 11,36 \text{ MPa}$$

$$f_d = \frac{M_d}{W_b} = \frac{439934545}{53266920} = 8,26 \text{ MPa}$$

$$M_{cre} = \left(\frac{I}{Y_T} \right) \left(\frac{\sqrt{f_c}}{2} + f_{pe} - f_d \right)$$

$$= \left(\frac{23618553470}{256,6} \right) \left(\frac{\sqrt{50}}{2} + 11,36 - 8,26 \right)$$

$$= 610762213 \text{ Nmm}$$

$$V_{ci} = \frac{\sqrt{50}}{20} \times 500 \times 634,5 + 198456 + \frac{376471 \times 610762213}{814206888}$$

$$= 593023 \text{ N}$$

$$V_{ci} \geq 0,17 \times \sqrt{f'_c} \times b_w \times d$$

$$593023 \text{ N} \geq 381360,36 \text{ N} \dots \text{ oke!}$$

Sesuai dengan SNI 2847-2013 pasal 11.3.3 tulangan geser yang disumbangkan oleh beton diambil nilai terkecil antara V_{ci} dengan V_{cw} . Karena nilai $V_{cw} > V_{ci}$ maka diambil V_{ci} sebagai kuat geser yang disumbangkan beton untuk daerah tumpuan.

- Perencanaan tulangan geser

Untuk merencanakan tulangan geser yang akan dipasang pada struktur prategang pada daerah tumpuan, maka data sebagai berikut

- Mutu baja (f_y) $= 400 \text{ MPa}$
- Tulangan geser $= 13 \text{ mm}$
- d' $= 65,5 \text{ mm}$
- d $= 634,5 \text{ mm}$

Besar gaya eksternal ultimate didaerah tumpuan sebagai berikut:

$$V_{ui} = 376471 \text{ N}$$

$$V_{ci} = 593023 \text{ N}$$

$$V_s = \frac{V_u}{\phi} - V_{ci} = \frac{376471}{0,75} - 593023 = -91061,7 \text{ N}$$

Maka tidak diperlukan tulangan geser tambahan karena kuat geser beton sudah mampu memikul gaya geser. Sesuai dengan SNI 2847-2013 pasal 21.5.3.2:

A. Daerah sendi plastis muka kolom tumpuan

Digunakan sengkang 2 kaki, diameter 13

Syarat pada sendi plastis

$$2 \times h = 2 \times 600 = 1200 \text{ mm dari muka kolom}$$

1. Sengkang pertama harus ditempatkan tidak lebih dari 50 mm dari muka komponen struktur penumpu
2. Spasi sengkang tertutup tidak boleh melebihi nilai terkecil dari:

$$\begin{aligned}
 S &< 6 \times \text{tu. Longitudinal} \\
 &< 6 \times 25 = 150 \text{ mm} \\
 S &< d/4 \text{ mm} = 159 \text{ mm} \\
 S &< 150 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

Maka dipasang sengkang 2 kaki D13 – 150

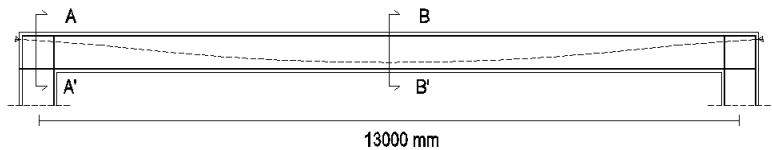
B. Daerah di luar sendi plastis (lapangan)

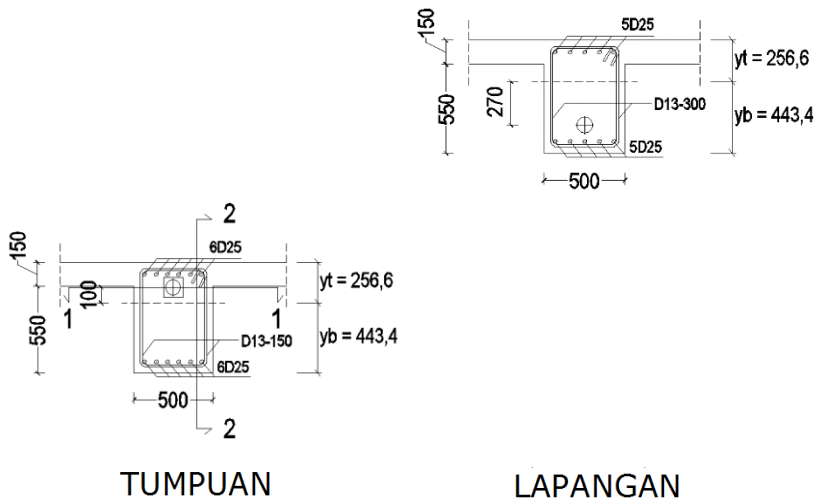
Digunakan sengkang 2 kaki, diameter 13

Syarat di luar sendi plastis

$$S < d/2 = 634,5/2 = 317,25 \text{ mm}$$

Maka dipasang sengkang 2 kaki D13 –300





Gambar 4. 35. Rencana penulangan balok prategang

4.4.10 Kontrol Momen Nominal

Setelah ditentukan jumlah tulangan lunak terpasang untuk masing masing tumpuan dan lapangan maka dilakukan pengecekan momen nominal balok terhadap momen ultimate dan batas layan yaitu momen retak. Desain balok prategang terhadap momen nominalnya harus memenuhi kontrol momen batas yang disyaratkan oleh SNI 2847-2013 pasal 18.7

Data perhitungan momen nominal:

$$F_u = \text{Minimum breaking load} = 184 \text{ kN} = 184000 \text{ N}$$

$$A_{\text{strand}} = 100,1 \text{ mm}^2$$

$$A_{ps} = 24 \times 100,1 = 2402,4 \text{ mm}^2$$

$$f_{pu} = \frac{\text{minimum breaking load}}{A_s} = \frac{184000}{100,1} = 1838,162 \text{ MPa}$$

$$f_{py} = 0,9 f_{pu} = 0,9 \times 1838,162 = 1654,345 \text{ MPa}$$

sehingga didapat nilai $\frac{f_{py}}{f_{pu}}$ sebagai berikut:

$$\frac{f_{py}}{f_{pu}} = \frac{1654,345}{1838,162} = 0,9$$

karena $\frac{f_{py}}{f_{pu}}$ bernilai $\geq 0,9$ maka diambil $\gamma_p = 0,28$ dan $\beta_1 = 0,69$

$$d = 700 - 40 - 10 - 12,5 = 637,5 \text{ mm}$$

Daerah Tumpuan

Penampang pada daerah tumpuan dimana tendon berada di daerah batas kern atas (daerah arsiran) dengan eksentrisitas sebesar 10 cm dari *cgc*. Pada serat atas dipasang 6D25 ($A_s = 2945,2 \text{ mm}^2$) untuk melawan gaya gempa dan menanggulangi tegangan tarik. Sedangkan pada serat bawah dipasang tulangan lunak 5D25 ($A_s' = 2453,13 \text{ mm}^2$).

$$\begin{aligned} d_p &= e_{\text{Tumpuan}} + Y_b \\ &= 100 + 443,4 = 534,4 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\rho_{ps} = \frac{A_{ps}}{b \times d_p} \text{ dimana } A_{ps} \text{ adalah luas penampang baja prategang}$$

sehingga didapat:

$$\rho_{ps} = \frac{2402,4}{500 \times 534,4} = 0,0899$$

Syarat (SNI 2847-2013 18.7.2):

$$1. \text{ Selimut Beton } \leq 0,15 \times d_p$$

$$40 \leq (0,15 \times 534,4) \rightarrow 40 \text{ mm} \leq 80,16 \text{ mm} \dots\dots\dots(\text{Oke})$$

$$2. X_o = \rho_p \frac{f_{pu}}{f_c'} + \frac{d}{dp} (\omega - \omega') > 0,17$$

Dimana :

ρ_p = ratio tulangan prategang terpasang

$$\omega' = \frac{\rho' \times f_y}{f_c}$$

ρ' = ratio tulangan tekan

$$\omega = \frac{\rho \times f_y}{f_c}$$

ρ = ratio tulangan tarik terpasang.

Sehingga didapat nilai ω dan ω' sebagai berikut:

$$\omega = \frac{\rho \times f_y}{f_c} = \frac{0,0092 \times 400}{50} = 0,0736$$

$$\omega' = \frac{\rho' \times f_y}{f_c} = \frac{0,00769 \times 400}{50} = 0,062$$

$$X_o = \rho_p \frac{f_{pu}}{f_c'} + \frac{d}{dp} (\omega - \omega')$$

$$X_o = 0,00899 \times \frac{1838,162}{50} + \frac{637,5}{534,4} (0,0736 - 0,062)$$

$$X_o = 0,344 > 0,17 \dots\dots\dots(\text{Oke})$$

Sehingga didapat

$$f_{ps} = f_{pu} \left(1 - \frac{\gamma_P}{\beta_1} \times X_o \right)$$

$$= 1838,162 \left(1 - \frac{0,28}{0,69} \times 0,344 \right) = 1581,57 \text{ MPa}$$

$$a = \frac{A_{ps} \times f_{ps}}{0,85 \times f'_c \times b_e} = \frac{2402,4 \times 1581,57}{0,85 \times 50 \times 1700} = 52,59 \text{ mm}$$

Pada tumpuan balok dianggap sebagai balok persegi karena daerah yang mengalami tarik adalah bagian bawah serat. Sehingga didapat nilai momen nominal adalah:

$$M_n = A_{ps} \times f_{ps} \left(d_p - \frac{a}{2} \right) + A_s \times f_y \left(d - \frac{a}{2} \right)$$

$$M_n = 2402,4 \times 1581,57 \left(534,4 - \frac{52,59}{2} \right) + 2945,2 \times 400 \left(637,5 - \frac{52,59}{2} \right)$$

$$= 2650625735 \text{ Nmm} = 2650,63 \text{ kNm}$$

$$\phi M_n = 0,9 \times M_n > 1,2 M_{cr}$$

$$\phi M_n = 0,9 \times 2650,63 > 1,2 \times 1164,88$$

$$2385,567 \text{ kNm} > 1397,86 \text{ kNm} \dots (\text{Oke})$$

kontrol prestresing partial ratio

$$PPR = \frac{M_{np}}{M_n}$$

M_{np} = momen nominal beton prategang

$$= A_{ps} \times f_{ps} \left(d_p - \frac{a}{2} \right)$$

$$\begin{aligned}
 &= 2402,4 \times 1581,57 \left(534,4 - \frac{52,59}{2} \right) \\
 &= 1930577348 \text{ Nmm} \quad = 1930,6 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

M_n = momen nominal total = 2650,63 kNm

Maka,

$$PPR = \frac{M_{np}}{M_n} = \frac{1930,6}{2650,63} = 0,728 = 72,8 \% < 75 \% \dots (Oke)$$

Daerah Lapangan

Penampang pada daerah lapangan dimana tendon berada di daerah limit kabel dengan eksentrisitas sebesar 30 cm dari cgc. Pada serat bawah dipasang 5D25 ($A_s = 2453,13 \text{ mm}^2$) untuk melawan gaya gempa dan menanggulangi tegangan tarik. Sedangkan pada serat atas dipasang tulangan lunak 3D25 ($A_s' = 1471,87 \text{ mm}^2$).

$$\begin{aligned}
 d_p &= e_{\text{Lapangan}} + Y_T \\
 &= 270 + 256,6 = 526,6 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$\rho_{ps} = \frac{A_{ps}}{b \times d_p} \text{ dimana } A_{ps} \text{ adalah luas penampang baja prategang}$$

sehingga didapat:

$$\rho_{ps} = \frac{2402,4}{500 \times 526,6} = 0,0091$$

Syarat (SNI 2847-2013 18.7.2) :

$$1. \text{ Selimut Beton } \leq 0,15 \times d_p$$

$$40 \leq (0,15 \times 578,185) \rightarrow 40 \text{ mm} \leq 86,73 \text{ mm} \dots\dots\dots(\text{OK})$$

$$2. \quad X_o = \rho_P \frac{f_{pu}}{f'_c} + \frac{d}{d_p} (\omega - \omega') > 0,17$$

didapat nilai ω dan ω' sebagai berikut:

$$\omega = \frac{\rho \times f_y}{f_c} = \frac{0,0077 \times 400}{50} = 0,0616$$

$$\omega' = \frac{\rho' \times f_y}{f_c} = \frac{0,0046 \times 400}{50} = 0,0368$$

$$X_o = \rho_P \frac{f_{pu}}{f'_c} + \frac{d}{d_p} (\omega - \omega')$$

$$X_o = 0,0091 \times \frac{1838,162}{50} + \frac{637,5}{526,6} (0,0616 - 0,0368)$$

$$X_o = 0,37 > 0,17 \dots\dots\dots(\text{Oke})$$

Sehingga didapat

$$fps = fpu \left(1 - \frac{\gamma_P}{\beta_1} X_o \right)$$

$$= 1838,162 \left(1 - \frac{0,28}{0,69} \times 0,37 \right)$$

$$= 1562,17 \text{ MPa}$$

$$a = \frac{A_{PS} \times f_{ps}}{0,85 \times f'_c \times b_e} = \frac{2402,4 \times 1562,17}{0,85 \times 50 \times 1700} = 51,94 \text{ mm}$$

$$M_n = A_{ps} \times f_{ps} \left(d_p - \frac{a}{2} \right) + A_s \times f_y \left(d - \frac{a}{2} \right)$$

$$M_n = 2402,4 \times 1576,52 \left(526,6 - \frac{51,94}{2} \right) + 2453,13 \times 400 \left(637,5 - \frac{51,94}{2} \right)$$

$$= 2496166941 \text{ Nmm} = 2496,2 \text{ kNm}$$

$$\phi M_n = 0,9 \times M_n > 1,2 M_{cr}$$

$$\phi M_n = 0,9 \times 2496,2 > 1,2 \times 1164,88$$

$$2246,58 \text{ kNm} > 1397,86 \text{ kNm} \dots (\text{Oke})$$

kontrol prestressing partial ratio

$$PPR = \frac{M_{np}}{M_n}$$

M_{np} = momen nominal beton prategang

$$M_{np} = A_{ps} \times f_{ps} \left(d_p - \frac{a}{2} \right)$$

$$= 2402,4 \times 1562,17 \left(526,6 - \frac{51,94}{2} \right)$$

$$= 1878842967 \text{ Nmm} = 1878,8 \text{ kNm}$$

M_n = momen nominal total = 2496,2 kNm

Maka,

$$PPR = \frac{M_{np}}{M_n} = \frac{1878,8}{2496,2} = 0,75 = 75 \% \leq 75 \% \dots (\text{Oke})$$

4.4.11 Angkur Ujung

Zona angkur dapat didefinisikan sebagai *volume* beton dimana gaya prategang yang terpusat pada angkur menyebar kearah transversal menjadi terdistribusi linier diseluruh tinggi penampang disepanjang bentang.

Penulangan pengekanng diseluruh zona angkur harus sedemikian hingga mencegah pembelahan dan *bursting* yang merupakan hasil dari gaya tekan terpusat besar yang disalurkan melalui alat angkur. Metode perhitungan perancangan daerah pengangkuran global menurut SNI 2847-2013 pasal. 18.13 mensyaratkan untuk mengalikan gaya tendon dengan faktor beban sebesar 1,2

$$F_o = 3000 \text{ kN}$$

$$P_u = 1,2 F_o = 1,2 \times 3000 = 3600 \text{ kN}$$

$$T_{PENCAR} = 0,25 \Sigma P_u \times \left(1 - \frac{a}{h}\right)$$

$$d_{PENCAR} = 0,5(h - 2e)$$

Keterangan :

ΣP_u = Jumlah gaya tendon terfaktor total untuk pengaturan penarikan tendon yang ditinjau

a = Tinggi angkur atau kelompok angkur yang berdekatan pada arah yang ditinjau

e = Eksentrisitas angkur atau kelompok angkur yang berdekatan terhadap sumbu berat penampang (selalu diambil sebagai nilai positif)

h = Tinggi penampang pada arah yang ditinjau

Didapat nilai

$a = 315 \text{ mm}$ (angkur dengan strand 5-27, VSL table AS1311)

$e = 100 \text{ mm}$ (eksentrisitas pada tumpuan)

$$h = 700 \text{ mm}$$

sehingga didapat nilai T_{pencar} sebagai berikut:

$$T_{PENCAR} = 0,25 \times 3600000 \times \left(1 - \frac{315}{700}\right) = 495000 \text{ N}$$

$$d_{PENCAR} = 0,5(h - 2e) = 0,5 \times (700 - (2 \times 100)) = 250 \text{ mm}$$

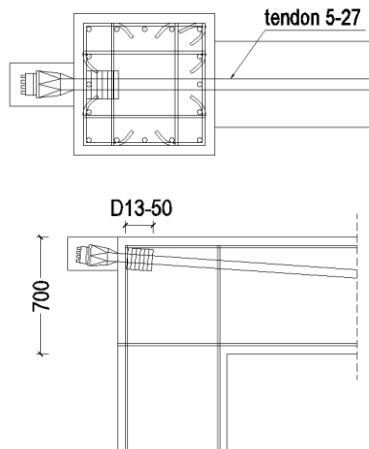
$$A_{vp} = \frac{T_{PENCAR}}{f_y} = \frac{495000}{400} = 1237,5 \text{ mm}^2$$

Digunakan tulangan D13 ($A_v = 265,5 \text{ mm}^2$) maka dibutuhkan tulangan sengkang sebanyak

$$n = \frac{A_{vp}}{A_v} = \frac{1237,5}{265,5} = 4,66 \approx 5 \text{ buah}$$

Dengan spasi antar sengkang di sepanjang daerah angkur adalah

$$S = \frac{d_{PENCAR}}{n} = \frac{250}{5} = 50 \text{ mm} \rightarrow \text{Sehingga dipasang D13 - 50 mm}$$



Gambar 4. 36. Detail Angkur Prategang

4.7 Perhitungan Struktur Primer

Struktur utama ini berfungsi untuk menahan pembebanan yang berasal dari beban gravitasi dan beban lateral yang berupa beban gempa. Komponen struktur utama ini terdiri dari balok dan kolom. Perencanaan struktur primer Gedung Hotel Pesonna Pegadaian Surabaya ini menggunakan Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus. Berdasarkan SNI 2847-2013 Pendetailan Semua struktur Primer untuk kategori desain gempa D harus memenuhi ketentuan-ketentuan yang ada pada Pasal 21.1.4 - 21.1.7.

4.7.1 Perhitungan Penulangan Balok Primer

Untuk penulangan balok didesain tipikal. Hal ini dilakukan karena kemiripan hasil output gaya dalam. Tujuan pendesainan seperti ini dapat mempermudah dan juga mempercepat pelaksanaan. Perancangan penulangan balok mengacu pada SNI 2847-2013 pasal 21 mengenai ketentuan khusus untuk perencanaan gempa.

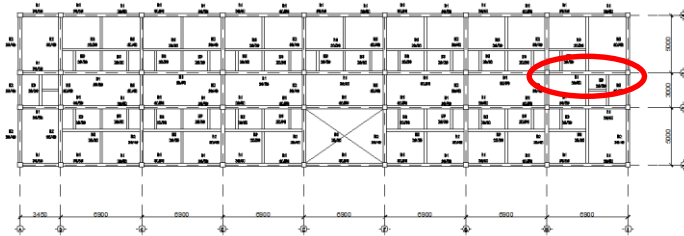
Dalam struktur bangunan ini terdapat dua macam balok induk, yaitu balok 40/60 dan 40/50. Selanjutnya, perhitungan penulangan balok akan disajikan dalam bentuk tabel dan beberapa disajikan pada lampiran.

Data desain balok primer BI-1 As 3;N-P :

- Dimensi Balok = 40/60 mm
- Bentang Balok = 6900 mm
- Mutu Beton (f'_c) = 30 MPa
- Selimut Beton = 40 mm
- Diameter Tul. Utama (\emptyset) = 22 mm
 - Mutu baja (f_y) = 400 MPa
- Diameter Tul. Sengkang (\emptyset) = 13 mm
 - Mutu baja (f_y) = 400 MPa
- Bentang bersih balok (ln) = 6450 mm

Desain Balok Primer BI-1 As 3;N-P

Denah lokasi balok primer B1 As 3 ; N-P ditunjukkan pada Gambar 4.37



Gambar 4. 37. Lokasi Peninjauan Balok Primer BI-1 As 3 ; N-P

$$\begin{aligned}
 \beta_1 &= 0,85 - 0,05 \times \left(\frac{f_c - 28}{7} \right) \\
 &= 0,85 - 0,05 \times \left(\frac{30 - 28}{7} \right) \\
 &= 0,84
 \end{aligned}$$

Tinggi efektif balok

$$\begin{aligned}
 d &= h_{\text{balok}} - \text{sel. beton} - \text{tul. Geser} - \frac{1}{2} \text{ tul. Lentur} \\
 &= 600 - 40 - 13 - 11 \\
 &= 536 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 d' &= \text{sel. beton} + \text{tul. Geser} + \frac{1}{2} \text{ tul. Lentur} \\
 &= 40 + 13 + 11 = 64 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

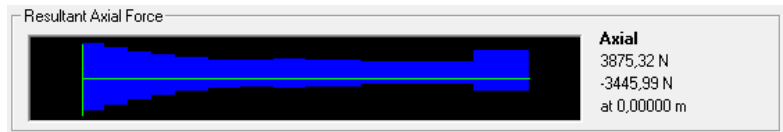
Akibat Kombinasi: Envelope

| | | |
|-------------------------|-------------|-----|
| - Tumpuan kiri negatif | = 231328420 | Nmm |
| - Tumpuan kiri positif | = 110234016 | Nmm |
| - Tumpuan kanan negatif | = 338138438 | Nmm |
| - Tumpuan kanan positif | = 47996311 | Nmm |
| - Lapangan | = 89642284 | Nmm |
| - Geser | = 156759 | N |
| - Torsi | = 44566906 | Nmm |
| - Aksial | = 3875,32 | N |

Cek Syarat Struktur Tahan Gempa

$$P_u < \text{atau} > 0,1 \times A_g \times f_c'$$

$$P_u = 3875,32 \text{ N}$$



$$0,1 \times A_g \times f_c' = 0,1 \times 400 \text{ mm} \times 600 \text{ mm} \times 30 \text{ Mpa} = 720000 \text{ N}$$

$$\begin{array}{lll} P_u & < 0,1 \times A_g \times f_c' \\ 3875,32 \text{ N} & < 720000 \text{ N} & \rightarrow \text{OKE} \end{array}$$

$$\begin{array}{lll} L_n & > 4d \\ 6500 \text{ mm} & > 4 \times 536 \text{ mm} \\ 6500 \text{ mm} & > 2144 \text{ mm} & \rightarrow \text{OKE} \end{array}$$

$$b_w > 0,3 h$$

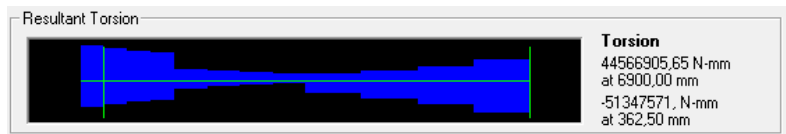
$$\begin{aligned}
 400 \text{ mm} &> 0,3 \times 600 \text{ mm} \\
 400 \text{ mm} &> 180 \text{ mm} && \rightarrow \text{OKE} \\
 \\
 b_w &> 250 \text{ mm} \\
 400 \text{ mm} &> 250 \text{ mm} && \rightarrow \text{OKE}
 \end{aligned}$$

Cek Kebutuhan Tulangan Torsi

Menurut SNI 2847:2013 Ps. 11.5.2.2 kebutuhan tulangan torsi dapat diabaikan jika:

$$\phi = 0,75$$

$$Tu_{\max} = 44566906 \text{ Nmm}$$



$$\begin{aligned}
 T_n &= Tu / \phi \\
 &= 44566906 \text{ N.mm} / 0,75 \\
 &= 59422540,9 \text{ N.mm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 A^2_{cp} &= (b_{balok} \times h_{balok}) \\
 &= 400 \text{ mm} \times 600 \text{ mm} \\
 &= 57600000000 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 P_{cp} &= 2 \times (b_{balok} \times h_{balok}) \\
 &= 2 \times (400 \text{ mm} + 600 \text{ mm}) \\
 &= 480000 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

Cek torsi terkecil yang terdeteksi

$$\begin{aligned}
 Tu_{\max} &\geq 1/12 \times \phi \times \sqrt{f'_c} \times (A_{cp}^2/P_{cp}) \\
 44566906 \text{ N.mm} &> 246475,15 \text{ N.mm}
 \end{aligned}$$

Maka gunakan Tu_{\max}

Cek nilai reduksi Tu max

$$Tu_{max} \leq 1/3 \times \phi \times \sqrt{f_c'} \times (A_{cp}^2/P_{cp})$$

$$44566906 \text{ N.mm} > 162673,6 \text{ N.mm}$$

→ Perlu tulangan torsi

Cek kemampuan penampang

$$V_u = 156759 \text{ N}$$

$$\begin{aligned} V_c &= 1/6 \times \sqrt{f_c'} \times b \times d \\ &= 1/6 \times \sqrt{30} \times 400 \text{ mm} \times 536 \text{ mm} \\ &= 199634 \text{ N} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} X1 &= b_{balok} - 2 \times \text{sel. beton} - \text{tul. geser rencana} \\ &= 400 \text{ mm} - (2 \times 40 \text{ mm}) - 13 \text{ mm} \\ &= 307 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Y1 &= h_{balok} - 2 \times \text{sel. beton} - \text{tul. geser rencana} \\ &= 600 \text{ mm} - (2 \times 40 \text{ mm}) - 13 \text{ mm} \\ &= 507 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} A_{oh} &= X1 \times Y1 \\ &= 307 \text{ mm} \times 507 \text{ mm} \\ &= 155649 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} A_o &= 0,85 \times A_{oh} \\ &= 0,85 \times 155649 \text{ mm}^2 \\ &= 132302 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Ph &= 2 \times (X1 + Y1) \\ &= 2 \times (307 \text{ mm} + 507 \text{ mm}) \\ &= 1628 \text{ mm} \end{aligned}$$

Syarat,

Sesuai dengan SNI 2847:2013 pasal 11.5.3.1 dimensi penampang harus memenuhi:

$$\sqrt{\left(\frac{Vu}{bd^2}\right)^2 + \left(\frac{Tu \cdot Ph}{1,7Aoh^2}\right)^2} \leq \phi \frac{Vc}{bd} + \frac{2}{3} \sqrt{fc'}$$

$$\sqrt{\left(\frac{156759}{400.536^2}\right)^2 + \left(\frac{44566906 \times 1628}{1,7.155649^2}\right)^2} \leq 0,75 \frac{199634}{400.536} + \frac{2}{3} \sqrt{30}$$

$$1,9 < 3,41 \quad \rightarrow \text{OKE}$$

Pengaruh torsi pada tulangan geser

Menurut SNI 2847:2013 pasal 11.5.3.6 perhitungan tulangan transversal penahan torsi adalah sebagai berikut:

$$At/s = \frac{Tn}{\phi \times 2 \times A_o \times f_{yv} \times \cot \theta}, \text{dimana } \theta = 45^\circ$$

$$At/s = \frac{44566906}{0,75 \times 2 \times 132302 \times 400 \times \cot 45}$$

$$= 0,5614 \text{ mm}^2/\text{mm/satu kaki}$$

Pengaruh torsi pada tulangan lentur

$$\begin{aligned} Al &= At/s \times Ph \times (f_{yv}/f_{yl}) \times \cot^2 \theta \\ &= 0,56 \times 1628 \times (400/400) \times \cot^2 45^\circ \\ &= 914 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Syarat,

$$Al \geq Al_{\min}$$

$$\begin{aligned}
 914 \text{ mm}^2 &\geq \frac{5 \times \sqrt{f_c'} \times A_{cp}}{12 \times f_{yt}} - \frac{A_t}{s} \times Ph \times \frac{f_{yv}}{f_{yt}} \\
 914 \text{ mm}^2 &\geq \frac{5 \times \sqrt{30} \times 240000}{12 \times 400} - 0,56 \times 1628 \times \frac{400}{400} \\
 914 \text{ mm}^2 &\geq 466,25 \text{ mm}^2 \text{ (memenuhi)}
 \end{aligned}$$

Maka tulangan torsi perlu di keempat sisi balok sebesar

$$\begin{aligned}
 A_t/4 &= 914 \text{ mm}^2/4 \\
 &= 228,5 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

Dipasang tulangan torsi 2D22 dengan A_s sebesar 760,3 mm²

Syarat,

$$\begin{aligned}
 A_s \text{ perlu} &\leq A_s \text{ pasang} \\
 228,5 \text{ mm}^2 &< 760,3 \text{ mm}^2 \text{ (memenuhi)}
 \end{aligned}$$

Penulangan Lentur

A. Tumpuan Kiri Momen Negatif

$$M_u = 231328420 \text{ Nmm}$$

Cek Syarat Kebutuhan Tulangan Minimum

Pada setiap penampang, tulangan transversal harus disediakan minimum sesuai pasal 10.5.1 seperti berikut.

$$\begin{aligned}
 \rho \text{ min} &= \frac{A_s \text{ min}}{b_w \times d} \\
 A_s \text{ min} &= \frac{0,25 \times \sqrt{f_c}}{f_y} \times b_w \times d \\
 &= \frac{0,25 \times \sqrt{30}}{400} \times 400 \times 536 \\
 &= 733,95 \text{ mm}^2 \quad \rightarrow \rho \text{ min} = 0,0034
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 A_s \text{ min} &= \frac{1}{f_y} \times b w \times d = \frac{1}{400} \times 400 \times 536 \\
 &= 750,4 \text{ mm}^2 \quad \rightarrow \rho \text{ min} = 0,0035
 \end{aligned}$$

$$\text{Maka digunakan } A_s \text{ min} = 750,4 \quad \rightarrow \rho \text{ min} = 0,0035$$

Estimasi Kebutuhan Tulangan Awal

Direncanakan menggunakan tulangan tunggal, dengan asumsi awal penampang dalam kondisi tension controlled ($\phi = 0,9$)

$$R_n = \frac{M}{\phi \times b \times d^2} = \frac{231328420}{\phi \times 400 \times 536^2} = 2,2355 \text{ N/mm}^2$$

$$m = \frac{f_y}{0,85 \times f_c} = \frac{400}{0,85 \times 30} = 15,686$$

$$\begin{aligned}
 \rho \text{ perlu} &= \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times m \times R_n}{f_y}} \right) \\
 &= \frac{1}{15,686} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 15,686 \times 2,24}{400}} \right) \\
 &= 0,0059
 \end{aligned}$$

Karena $\rho \text{ perlu} > \rho \text{ min}$, maka pakai $\rho = 0,0059$

Kontrol Kondisi Penampang

$$a = \frac{A_s \times f_y}{0,85 \times f_c \times b} = \frac{1256,6 \times 400}{0,85 \times 30 \times 400} = 49,279$$

$$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{49,279}{0,84} = 58,966$$

$$0,375dt = 0,375 \times 536 = 201 \text{ mm}$$

$$c < 0,375dt \rightarrow \text{Asumsi benar}$$

Menentukan Jumlah Tulangan Terpasang

$$As \text{ perlu} = As \text{ lentur} + As \text{ torsi}$$

$$= 1256,6 + 228,5$$

$$= 1485,1 \text{ mm}^2$$

$$N \text{ tulangan} = \frac{As \text{ perlu}}{As \text{ tulangan}} = \frac{1485,1}{0,25 \times \pi \times d^2} = 3,9 \approx 4 \text{ buah}$$

$$\text{Cek : } As \text{ pasang} > As \text{ perlu}$$

$$4 \times 380,13 > 1485,1$$

$$1520,5 \text{ mm}^2 > 1485,1 \text{ mm}^2 \rightarrow \text{OKE}$$

Cek Momen Nominal

$$M_n = \phi \times As \times f_y \times \left(d - \frac{a}{2}\right)$$

$$= 0,9 \times 1520,5 \times 400 \times \left(536 - \frac{49,279}{2}\right)$$

$$= 279914278 \text{ Nmm} > M_u = 231328420 \text{ Nmm} \rightarrow \text{OKE}$$

Kontrol Jarak Tulangan

$$\begin{aligned}
 S &= \frac{bw - (2 \times \text{selimut}) - (N \times D \text{ tul.lentur}) - (2 \times D \text{ tul.sengakang})}{N-1} \\
 &= \frac{400 - (2 \times 40) - (4 \times 22) - (2 \times 13)}{4-1} \\
 &= 68,67 \text{ mm} > 25 \text{ mm} \quad \rightarrow \text{OKE}
 \end{aligned}$$

Maka dipasang tulangan 4 D 22

B. Tumpuan Kiri Momen Positif

$$Mu = 110234016 \text{ Nmm}$$

Cek Syarat Kebutuhan Tulangan Minimum

$$\rho_{\min} = \frac{As_{\min}}{bw \times d}$$

$$As_{\min} = \frac{0,25 \times \sqrt{f_c}}{f_y} \times bw \times d$$

$$= \frac{0,25 \times \sqrt{30}}{400} \times 400 \times 536$$

$$= 733,95 \text{ mm}^2 \quad \rightarrow \rho_{\min} = 0,0034$$

$$As_{\min} = \frac{1}{f_y} \times bw \times d = \frac{1}{400} \times 400 \times 536$$

$$= 750,4 \text{ mm}^2 \quad \rightarrow \rho_{\min} = 0,0035$$

$$\text{Maka digunakan } As_{\min} = 750,4 \quad \rightarrow \rho_{\min} = 0,0035$$

Estimasi Kebutuhan Tulangan Awal

Direncanakan menggunakan tulangan tunggal, dengan asumsi awal penampang dalam kondisi tension controlled ($\phi = 0,9$)

$$R_n = \frac{M}{\phi \times b \times d^2} = \frac{110234016}{\phi \times 400 \times 536^2} = 1,066 \text{ N/mm}^2$$

$$m = \frac{f_y}{0,85 \times f_c} = \frac{400}{0,85 \times 30} = 15,686$$

$$\begin{aligned} \rho_{\text{perlu}} &= \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times m \times R_n}{f_y}} \right) \\ &= \frac{1}{15,686} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 15,686 \times 1,066}{400}} \right) \\ &= 0,0027 \end{aligned}$$

Karena $\rho_{\text{perlu}} < \rho_{\text{min}}$, maka pakai $\rho = 0,0035$

Kontrol Kondisi Penampang

$$a = \frac{A_s \times f_y}{0,85 \times f_c \times b} = \frac{750,4 \times 400}{0,85 \times 30 \times 400} = 29,427$$

$$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{29,427}{0,84} = 35,212$$

$$0,375d_t = 0,375 \times 536 = 201 \text{ mm}$$

$$c < 0,375d_t \rightarrow \text{Asumsi benar}$$

Menentukan Kebutuhan Tulangan Terpasang

$$\begin{aligned}\text{As perlu} &= \frac{Mu}{\phi \times f_y \times (d - a/2)} = \frac{110234016}{0,9 \times 400 \times (536 - \frac{29,427}{2})} \\ &= 587,4 \text{ mm}^2\end{aligned}$$

Karena As perlu < As min, maka gunakan As = 750,4 mm²

Menentukan Jumlah Tulangan Terpasang

$$\begin{aligned}\text{As perlu} &= \text{As lentur} + \text{As torsi} \\ &= 750,4 + 228,5 \\ &= 978,9 \text{ mm}^2\end{aligned}$$

$$\text{N tulangan} = \frac{\text{As perlu}}{\text{As tulangan}} = \frac{978,9}{0,25 \times \pi \times d^2} = 2,58 \approx 3 \text{ buah}$$

$$\begin{aligned}\text{Cek : As pasang} &> \text{As perlu} \\ 3 \times 380,13 &> 978,9 \\ 1140,4 \text{ mm}^2 &> 978,9 \text{ mm}^2 \rightarrow \text{OKE}\end{aligned}$$

Cek Momen Nominal

$$\begin{aligned}\text{Mn} &= \phi \times \text{As} \times f_y \times \left(d - \frac{a}{2}\right) \\ &= 0,9 \times 1140,4 \times 400 \times \left(536 - \frac{29,427}{2}\right) \\ &= 214010602 \text{ Nmm} > \text{Mu} = 110234016 \text{ Nmm} \rightarrow \text{OKE}\end{aligned}$$

Kontrol Jarak Tulangan

$$\begin{aligned}
 S &= \frac{bw - (2 \times \text{selimut}) - (N \times D \text{ tul.lentur}) - (2 \times D \text{ tul.sengkan})}{N-1} \\
 &= \frac{400 - (2 \times 40) - (3 \times 22) - (2 \times 13)}{3-1} \\
 &= 114 \text{ mm} > 25 \text{ mm} \quad \rightarrow \text{OKE}
 \end{aligned}$$

Maka dipasang tulangan 3 D 22

C. Tumpuan Kanan Momen Negatif

$$Mu = 338138438 \text{ Nmm}$$

Cek Syarat Kebutuhan Tulangan Minimum

$$\rho \text{ min} = \frac{As \text{ min}}{bw \times d}$$

$$\begin{aligned}
 As \text{ min} &= \frac{0,25 \times \sqrt{f_c}}{f_y} \times bw \times d \\
 &= \frac{0,25 \times \sqrt{30}}{400} \times 400 \times 536 \\
 &= 733,95 \text{ mm}^2 \quad \rightarrow \rho \text{ min} = 0,0034
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 As \text{ min} &= \frac{1}{f_y} \times bw \times d = \frac{1}{400} \times 400 \times 536 \\
 &= 750,4 \text{ mm}^2 \quad \rightarrow \rho \text{ min} = 0,0035
 \end{aligned}$$

$$\text{Maka digunakan } As \text{ min} = 750,4 \quad \rightarrow \rho \text{ min} = 0,0035$$

Estimasi Kebutuhan Tulangan Awal

Direncanakan menggunakan tulangan tunggal, dengan asumsi awal penampang dalam kondisi tension controlled ($\phi = 0,9$)

$$R_n = \frac{M}{\phi \times b \times d^2} = \frac{338138438}{\phi \times 400 \times 536^2} = 3,27 \text{ N/mm}^2$$

$$m = \frac{f_y}{0,85 \times f_c} = \frac{400}{0,85 \times 30} = 15,686$$

$$\begin{aligned} \rho_{\text{perlu}} &= \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times m \times R_n}{f_y}} \right) \\ &= \frac{1}{15,686} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 15,686 \times 3,27}{400}} \right) \\ &= 0,0088 \end{aligned}$$

Karena $\rho_{\text{perlu}} > \rho_{\text{min}}$, maka pakai $\rho = 0,0088$

Kontrol Kondisi Penampang

$$a = \frac{A_s \times f_y}{0,85 \times f_c \times b} = \frac{1881,9 \times 400}{0,85 \times 30 \times 400} = 73,801 \text{ mm}$$

$$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{73,801}{0,84} = 88,309 \text{ mm}$$

$$0,375d_t = 0,375 \times 536 = 201 \text{ mm}$$

$$c < 0,375d_t \rightarrow \text{Asumsi benar}$$

Menentukan Kebutuhan Tulangan Terpasang

$$\begin{aligned} \text{As perlu} &= \frac{Mu}{\phi \times f_y \times (d - a/2)} = \frac{338138438}{0,9 \times 400 \times (536 - 73,8/2)} \\ &= 1881,9 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Karena As perlu > As min, maka gunakan As = 1881,9 mm²

Menentukan Jumlah Tulangan Terpasang

$$\begin{aligned} \text{As perlu} &= \text{As lentur} + \text{As torsi} \\ &= 1881,9 + 228,5 \\ &= 2110,4 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$N \text{ tulangan} = \frac{\text{As perlu}}{\text{As tulangan}} = \frac{2110,4}{0,25 \times \pi \times d^2} = 5,55 \approx 6 \text{ buah}$$

$$\begin{aligned} \text{Cek} : \text{As pasang} &> \text{As perlu} \\ 6 \times 380,13 &> 1881,9 \\ 2280,8 \text{ mm}^2 &> 1881,9 \text{ mm}^2 \rightarrow \text{OKE} \end{aligned}$$

Cek Momen Nominal

$$\begin{aligned} M_n &= \phi \times A_s \times f_y \times \left(d - \frac{a}{2}\right) \\ &= 0,9 \times 2280,8 \times 400 \times \left(536 - \frac{73,8}{2}\right) \\ &= 409803753 \text{ Nmm} > M_u = 338138438 \text{ Nmm} \rightarrow \text{OKE} \end{aligned}$$

Kontrol Jarak Tulangan

$$\begin{aligned}
 S &= \frac{bw - (2 \times \text{selimut}) - (N \times D \text{ tul.lentur}) - (2 \times D \text{ tul.sengkang})}{N-1} \\
 &= \frac{400 - (2 \times 40) - (6 \times 22) - (2 \times 13)}{6-1} \\
 &= 32,4 \text{ mm} > 25 \text{ mm} \quad \rightarrow \text{OKE}
 \end{aligned}$$

Maka dipasang tulangan 6 D 22

D. Tumpuan Kanan Momen Positif

$$Mu = 47996311 \text{ Nmm}$$

Cek Syarat Kebutuhan Tulangan Minimum

$$\rho_{\min} = \frac{As_{\min}}{bw \times d}$$

$$As_{\min} = \frac{0,25 \times \sqrt{f_c}}{f_y} \times bw \times d$$

$$= \frac{0,25 \times \sqrt{30}}{400} \times 400 \times 536$$

$$= 733,95 \text{ mm}^2 \quad \rightarrow \rho_{\min} = 0,0034$$

$$As_{\min} = \frac{1}{f_y} \times bw \times d = \frac{1}{400} \times 400 \times 536$$

$$= 750,4 \text{ mm}^2 \quad \rightarrow \rho_{\min} = 0,0035$$

Maka digunakan $As_{\min} = 750,4 \quad \rightarrow \rho_{\min} = 0,0035$

Estimasi Kebutuhan Tulangan Awal

Direncanakan menggunakan tulangan tunggal, dengan asumsi awal penampang dalam kondisi tension controlled ($\phi = 0,9$)

$$R_n = \frac{M}{\phi \times b \times d^2} = \frac{47996311}{\phi \times 400 \times 536^2} = 0,4641 \text{ N/mm}^2$$

$$m = \frac{f_y}{0,85 \times f_c} = \frac{400}{0,85 \times 30} = 15,686$$

$$\begin{aligned} \rho \text{ perlu} &= \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times m \times R_n}{f_y}} \right) \\ &= \frac{1}{15,686} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 15,686 \times 0,4641}{400}} \right) \\ &= 0,0012 \end{aligned}$$

Karena $\rho \text{ perlu} < \rho \text{ min}$, maka pakai $\rho = 0,0035$

Kontrol Kondisi Penampang

$$a = \frac{A_s \times f_y}{0,85 \times f_c \times b} = \frac{750,4 \times 400}{0,85 \times 30 \times 400} = 29,427$$

$$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{29,427}{0,84} = 35,212$$

$$0,375dt = 0,375 \times 536 = 201 \text{ mm}$$

$$c < 0,375dt \rightarrow \text{Asumsi benar}$$

Menentukan Kebutuhan Tulangan Terpasang

$$\begin{aligned}\text{As perlu} &= \frac{Mu}{\phi \times f_y \times (d - a/2)} = \frac{47996311}{0,9 \times 400 \times (536 - \frac{29,427}{2})} \\ &= 255,76 \text{ mm}^2\end{aligned}$$

Karena As perlu < As min, maka gunakan As = 750,4 mm²

Menentukan Jumlah Tulangan Terpasang

$$\begin{aligned}\text{As perlu} &= \text{As lentur} + \text{As torsi} \\ &= 750,4 + 228,5 \\ &= 978,9 \text{ mm}^2\end{aligned}$$

$$\text{N tulangan} = \frac{\text{As perlu}}{\text{As tulangan}} = \frac{978,9}{0,25 \times \pi \times d^2} = 2,58 \approx 3 \text{ buah}$$

$$\begin{aligned}\text{Cek : As pasang} &> \text{As perlu} \\ 3 \times 380,13 &> 978,9 \\ 1140,4 \text{ mm}^2 &> 978,9 \text{ mm}^2 \rightarrow \text{OKE}\end{aligned}$$

Cek Momen Nominal

$$\begin{aligned}\text{Mn} &= \phi \times \text{As} \times f_y \times \left(d - \frac{a}{2}\right) \\ &= 0,9 \times 1140,4 \times 400 \times \left(536 - \frac{29,427}{2}\right) \\ &= 214010602 \text{ Nmm} > \text{Mu} = 110234016 \text{ Nmm} \rightarrow \text{OKE}\end{aligned}$$

Kontrol Jarak Tulangan

$$\begin{aligned}
 S &= \frac{bw - (2 \times \text{selimut}) - (N \times D \text{ tul.lentur}) - (2 \times D \text{ tul.sengkan})}{N-1} \\
 &= \frac{400 - (2 \times 40) - (3 \times 22) - (2 \times 13)}{3-1} \\
 &= 114 \text{ mm} > 25 \text{ mm} \quad \rightarrow \text{OKE}
 \end{aligned}$$

Maka dipasang tulangan 3 D 22

E. Lapangan

$$Mu = 89642284 \text{ Nmm}$$

Cek Syarat Kebutuhan Tulangan Minimum

$$\rho \text{ min} = \frac{As \text{ min}}{bw \times d}$$

$$\begin{aligned}
 As \text{ min} &= \frac{0,25 \times \sqrt{f_c}}{f_y} \times bw \times d \\
 &= \frac{0,25 \times \sqrt{30}}{400} \times 400 \times 536 \\
 &= 733,95 \text{ mm}^2 \quad \rightarrow \rho \text{ min} = 0,0034
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 As \text{ min} &= \frac{1}{f_y} \times bw \times d = \frac{1}{400} \times 400 \times 536 \\
 &= 750,4 \text{ mm}^2 \quad \rightarrow \rho \text{ min} = 0,0035
 \end{aligned}$$

$$\text{Maka digunakan } As \text{ min} = 750,4 \quad \rightarrow \rho \text{ min} = 0,0035$$

Estimasi Kebutuhan Tulangan Awal

Direncanakan menggunakan tulangan tunggal, dengan asumsi awal penampang dalam kondisi tension controlled ($\phi = 0,9$)

$$R_n = \frac{M}{\phi \times b \times d^2} = \frac{89642284}{\phi \times 400 \times 536^2} = 0,87 \text{ N/mm}^2$$

$$m = \frac{f_y}{0,85 \times f_c} = \frac{400}{0,85 \times 30} = 15,686$$

$$\begin{aligned} \rho_{\text{perlu}} &= \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times m \times R_n}{f_y}} \right) \\ &= \frac{1}{15,686} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 15,686 \times 0,87}{400}} \right) \\ &= 0,0022 \end{aligned}$$

Karena $\rho_{\text{perlu}} < \rho_{\text{min}}$, maka pakai $\rho = 0,0035$

Kontrol Kondisi Penampang

$$a = \frac{A_s \times f_y}{0,85 \times f_c \times b} = \frac{750,4 \times 400}{0,85 \times 30 \times 400} = 29,427$$

$$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{29,427}{0,84} = 35,212$$

$$0,375d_t = 0,375 \times 536 = 201 \text{ mm}$$

$$c < 0,375d_t \rightarrow \text{Asumsi benar}$$

Menentukan Kebutuhan Tulangan Terpasang

$$\begin{aligned}\text{As perlu} &= \frac{Mu}{\phi \times f_y \times (d - a/2)} = \frac{89642284}{0,9 \times 400 \times (536 - \frac{29,427}{2})} \\ &= 477,68 \text{ mm}^2\end{aligned}$$

Karena As perlu < As min, maka gunakan As = 750,4 mm²

Menentukan Jumlah Tulangan Terpasang

$$\begin{aligned}\text{As perlu} &= \text{As lentur} + \text{As torsi} \\ &= 750,4 + 228,5 \\ &= 978,9 \text{ mm}^2\end{aligned}$$

$$\text{N tulangan} = \frac{\text{As perlu}}{\text{As tulangan}} = \frac{978,9}{0,25 \times \pi \times d^2} = 2,58 \approx 3 \text{ buah}$$

$$\begin{aligned}\text{Cek : As pasang} &> \text{As perlu} \\ 3 \times 380,13 &> 978,9 \\ 1140,4 \text{ mm}^2 &> 978,9 \text{ mm}^2 \rightarrow \text{OKE}\end{aligned}$$

Cek Momen Nominal

$$\begin{aligned}\text{Mn} &= \phi \times \text{As} \times f_y \times \left(d - \frac{a}{2}\right) \\ &= 0,9 \times 1140,4 \times 400 \times \left(536 - \frac{29,427}{2}\right) \\ &= 214010602 \text{ Nmm} > \text{Mu} = 110234016 \text{ Nmm} \rightarrow \text{OKE}\end{aligned}$$

Kontrol Jarak Tulangan

$$\begin{aligned}
 S &= \frac{bw - (2 \times selimut) - (N \times D \text{ tul.lentur}) - (2 \times D \text{ tul.sengakang})}{N-1} \\
 &= \frac{400 - (2 \times 40) - (3 \times 22) - (2 \times 13)}{3-1} \\
 &= 114 \text{ mm} > 25 \text{ mm} \quad \rightarrow \text{OKE}
 \end{aligned}$$

Maka dipasang tulangan 3 D 22

PERHITUNGAN GAYA GESER DESAIN

Menghitung Momen Ujung Balok (Mpr)

Asumsikan sendi plastis terbentuk di ujung balok dengan tegangan tulangan lentur mencapai $1,25 f_y$. Untuk Mpr dimana balok adalah balok T, maka nilai A_s pelat sepanjang lebar efektif juga menambah besarnya A_s untuk perhitungan Mpr. Dimana lebar efektif balok T adalah sebagai berikut:

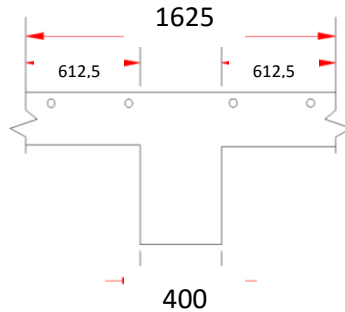
$$\begin{aligned}
 b \text{ efektif} &\leq 0,25 \times L_n \text{ balok} \\
 &\leq 0,25 \times 6500 \text{ mm} = 1625 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

Yang menggantung pada masing-masing sisi

$$\begin{aligned}
 b \text{ efektif} &\leq 2 \times 8 \times h \text{ pelat} + bw \\
 &\leq 2 \times 8 \times 120 + 400 = 2320 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

Maka diambil yang menentukan $b_e = 1625 \text{ mm}$

Dimana sepanjang b efektif balok T seperti dilihat pada Gambar 4.38, terdapat 7 buah tulangan susut pelat dengan diameter 8 mm,:



Gambar 4. 38. b efektif balok T

$$A_s = 0,25 \times \pi \times 8^2 \times 7 = 351,86 \text{ mm}^2$$

A. Momen Ujung Negatif Tumpuan Kiri

$$a_{pr_1} = \frac{1,25 \times A_s \times f_y}{0,85 \times f_c \times b} = \frac{1,25 \times 1872,4 \times 400}{0,85 \times 30 \times 400} = 91,78 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} M_{pr_1} &= 1,25 \times A_s \times f_y \times \left(d - \frac{a_{pr_1}}{2} \right) \\ &= 1,25 \times 1872,4 \times 400 \times \left(536 - \frac{91,78}{2} \right) \\ &= 458836569 \text{ Nmm} \end{aligned}$$

B. Momen Ujung Positif Tumpuan Kiri

$$a_{pr_1} = \frac{1,25 \times A_s \times f_y}{0,85 \times f_c \times b} = \frac{1,25 \times 1140,4 \times 400}{0,85 \times 30 \times 400} = 55,9 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned}
 M_{pr_1} &= 1,25 \times A_s \times f_y \times \left(d - \frac{a_{pr_1}}{2} \right) \\
 &= 1,25 \times 1140,4 \times 400 \times \left(536 - \frac{55,9}{2} \right) \\
 &= 289689103 \text{ Nmm}
 \end{aligned}$$

C. Momen Ujung Negatif Tumpuan Kanan

$$a_{pr_1} = \frac{1,25 \times A_s \times f_y}{0,85 \times f_c \times b} = \frac{1,25 \times 2632,7 \times 400}{0,85 \times 30 \times 400} = 129,05 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned}
 M_{pr_1} &= 1,25 \times A_s \times f_y \times \left(d - \frac{a_{pr_1}}{2} \right) \\
 &= 1,25 \times 2632,7 \times 400 \times \left(536 - \frac{129,05}{2} \right) \\
 &= 620614306 \text{ Nmm}
 \end{aligned}$$

D. Momen Ujung Positif Tumpuan Kanan

$$a_{pr_1} = \frac{1,25 \times A_s \times f_y}{0,85 \times f_c \times b} = \frac{1,25 \times 1140,4 \times 400}{0,85 \times 30 \times 400} = 55,9 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned}
 M_{pr_1} &= 1,25 \times A_s \times f_y \times \left(d - \frac{a_{pr_1}}{2} \right) \\
 &= 1,25 \times 1140,4 \times 400 \times \left(536 - \frac{55,9}{2} \right) \\
 &= 289689103 \text{ Nmm}
 \end{aligned}$$

HITUNG GAYA GESER AKIBAT MPR

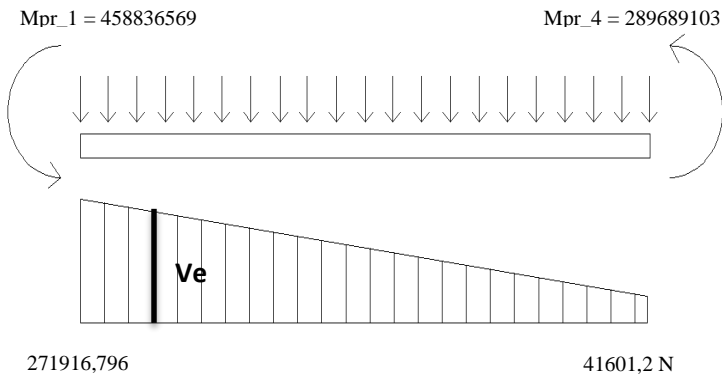
$$V = 156759 \text{ N}$$

- Struktur bergoyang ke kiri

$$V_{\text{sway_ki}} = \frac{M_{pr_1} + M_{pr_4}}{ln} = \frac{458836569 + 289689103}{6500} = 115158 \text{ N}$$

$$\begin{aligned} \text{Total reaksi di ujung kiri balok} &= V + V_{\text{sway_ki}} \\ &= 156759 + 115158 \\ &= 271916,796 \text{ N} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Total reaksi di ujung kanan balok} &= V - V_{\text{sway_ki}} \\ &= 156759 - 115158 \\ &= 41601,2 \text{ N} \end{aligned}$$



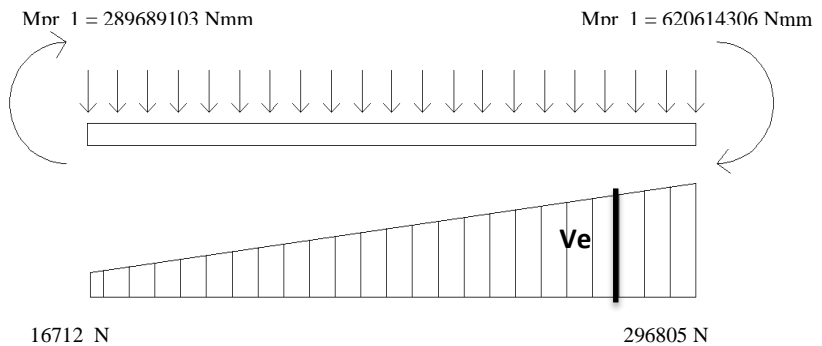
$$V_e = \frac{271916,796}{6500} \times 6500 - 536 = 249494,12 \text{ N}$$

- Struktur bergoyang ke kanan

$$V_{\text{sway_ka}} = \frac{M_{pr_2} + M_{pr_3}}{l_n} = \frac{289689103 + 620614306}{6500} = 140047 \text{ N}$$

$$\begin{aligned} \text{Total reaksi di ujung kiri balok} &= V - V_{\text{sway_ka}} \\ &= 156759 - 140047 \\ &= 16712,32 \text{ N} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Total reaksi di ujung kanan balok} &= V + V_{\text{sway_ka}} \\ &= 156759 + 140047 \\ &= 296805,68 \text{ N} \end{aligned}$$



$$V_e = \frac{296805,68}{6500} \times 6500 - 536 = 272330,625 \text{ N}$$

PERHITUNGAN TULANGAN TRANSFERSAL PENAHAN GESER DAN TORSI

Hitung tulangan di daerah sendi plastis (daerah sepanjang 2h dari muka kolom) dan di daerah luar sendi plastis sesuai dengan SNI 2847:2013 pasal 21.5.3.1.

Menurut SNI 2847:2013 pasal 21.5.4.2 nilai $V_c = 0$, bila kedua syarat berikut terpenuhi:

$$P_u < 0,1 \times A_g \times f_c'$$

$$3875,32 \text{ N} < 720000 \text{ N} \quad \rightarrow \text{OKE}$$

Maka $V_c = 0$

Hitung tulangan di daerah sendi plastis (daerah sepanjang 2h dari muka kolom) dan daerah di luar sendi plastis.

A. Daerah sendi plastis muka kolom tumpuan kiri

$$2 \times h = 2 \times 600 = 1200 \text{ mm dari muka kolom}$$

$$V_s = \frac{V_e}{\phi} - V_c = \frac{249494,118}{0,75} - 0 = 332658,8 \text{ N}$$

$$\frac{A_v}{s} = \frac{V_s}{f_y \times d} = \frac{332658,8}{400 \times 536} = 1,55 \text{ mm}^2/\text{mm}$$

B. Daerah sendi plastis muka kolom tumpuan kanan

$$2 \times h = 2 \times 600 = 1200 \text{ mm dari muka kolom}$$

$$V_s = \frac{V_e}{\phi} - V_c = \frac{272330,625}{0,75} - 0 = 363107,5 \text{ N}$$

$$\frac{Av}{s} = \frac{Vs}{fy \times d} = \frac{363107,5}{400 \times 536} = 1,69 \text{ mm}^2/\text{mm}$$

C. Daerah diluar sendi plastis muka kolom (lapangan)

$$2 \times h = 2 \times 600 = 1200 \text{ mm di luar muka kolom}$$

$$Ve = \frac{6500 - 1200 \times 296805,68 - 16712,32}{6500} = 228383,8 \text{ N}$$

$$Vc = 0,17 \times \sqrt{30} \times 400 \times 536 = 199633,92 \text{ N}$$

$$Vs = \frac{Ve}{\phi} - Vc = \frac{228383,8}{0,75} - 199633,9 = 104877,83 \text{ N}$$

$$\frac{Av}{s} = \frac{Vs}{fy \times d} = \frac{104877,83}{400 \times 536} = 0,489 \text{ mm}^2/\text{mm}$$

Kebutuhan Tulangan Transversal Penahan Geser dan Torsi

C. Daerah sendi plastis muka kolom tumpuan kiri

$$\frac{Av+t}{s} = \frac{Av}{s} + \frac{At}{s} = 1,55 + 0,56 = 2,11 \text{ mm}^2/\text{mm}$$

Digunakan sengkang 2 kaki, diameter 13

$$As = 2 \times 0,25 \times \pi \times 13^2 = 265,46 \text{ mm}^2$$

$$S = \frac{265,46}{2,11} = 125,63 \text{ mm} \approx 125 \text{ mm}$$

Syarat pada sendi plastis

3. Sengkang pertama harus ditempatkan tidak lebih dari 50 mm dari muka komponen struktur penumpu

4. Spasi sengkang tertutup tidak boleh melebihi nilai terkecil dari:

$$\begin{array}{lll}
 125 \text{ mm} & < 6 \times t_u. \text{ Longitudinal} & \\
 & < 6 \times 22 = 132 \text{ mm} & \rightarrow \text{OKE} \\
 125 \text{ mm} & < 150 \text{ mm} & \rightarrow \text{OKE} \\
 125 \text{ mm} & > 100 \text{ mm} & \rightarrow \text{OKE}
 \end{array}$$

Karena memenuhi persyaratan, maka dapat dipasang sengkang D13 – 125

D. Daerah sendi plastis muka kolom tumpuan kanan

$$\frac{Av+t}{s} = \frac{Av}{s} + \frac{At}{s} = 1,6936 + 0,56 = 2,255 \text{ mm}^2/\text{mm}$$

Digunakan sengkang 2 kaki, diameter 13

$$A_s = 2 \times 0,25 \times \pi \times 13^2 = 265,46 \text{ mm}^2$$

$$S = \frac{265,46}{2,255} = 117,72 \text{ mm} \approx 115 \text{ mm}$$

Syarat pada sendi plastis

1. Sengkang pertama harus ditempatkan tidak lebih dari 50 mm dari muka komponen struktur penumpu
2. Spasi sengkang tertutup tidak boleh melebihi nilai terkecil dari:

$$\begin{array}{lll}
 115 \text{ mm} & < 6 \times t_u. \text{ Longitudinal} & \\
 & < 6 \times 22 = 132 \text{ mm} & \rightarrow \text{OKE} \\
 115 \text{ mm} & < 150 \text{ mm} & \rightarrow \text{OKE} \\
 115 \text{ mm} & > 100 \text{ mm} & \rightarrow \text{OKE}
 \end{array}$$

Karena memenuhi persyaratan, maka dapat dipasang sengkang D13 – 115

E. Daerah di luar sendi plastis (lapangan)

$$\frac{Av+t}{s} = \frac{Av}{s} + \frac{At}{s} = 0,4892 + 0,56 = 1,0506 \text{ mm}^2/\text{mm}$$

Digunakan sengkang 2 kaki, diameter 13

$$As = 2 \times 0,25 \times \pi \times 13^2 = 265,46 \text{ mm}^2$$

$$S = \frac{265,46}{1,0506} = 252,68 \text{ mm} \approx 250 \text{ mm}$$

Syarat di luar sendi plastis

$$250 \text{ mm} < d/2 = 536/2 = 268 \text{ mm} \rightarrow \text{OKE}$$

Karena memenuhi persyaratan, maka dapat dipasang sengkang

D13 – 250

PANJANG PENYALURAN

untuk batang tulangan ulir diameter 19mm atau lebih besar

$$l_d = \frac{f_y \times \psi_t \times \psi_e}{2,1 \times \lambda \times \sqrt{f_c'}} \times d_b$$

dimana,

$$\psi_t = 1,3 \text{ untuk panjang tulangan horisontal lebih dari } 300\text{mm dan beton segar}$$

$\psi_e = 1,0$ untuk tulangan yang tidak dilapisi/digalvanis

$\lambda = 1,0$ untuk beton berat normal

$$l_d = \frac{400 \times 1,3 \times 1,0}{2,1 \times 1,0 \times \sqrt{30}} \times 22$$

$$= 994,59 \text{ mm} \approx 1 \text{ m}$$

Panjang kait 90° di ujung kolom luar

$$l_d = 12d_b$$

$$= 12 \times 22 \text{ mm}$$

$$= 264 \text{ mm} \approx 0,27 \text{ m}$$

Panjang kait 180°

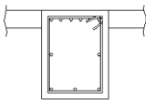
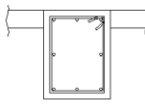
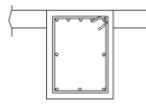
$$l_d = 8d_b$$

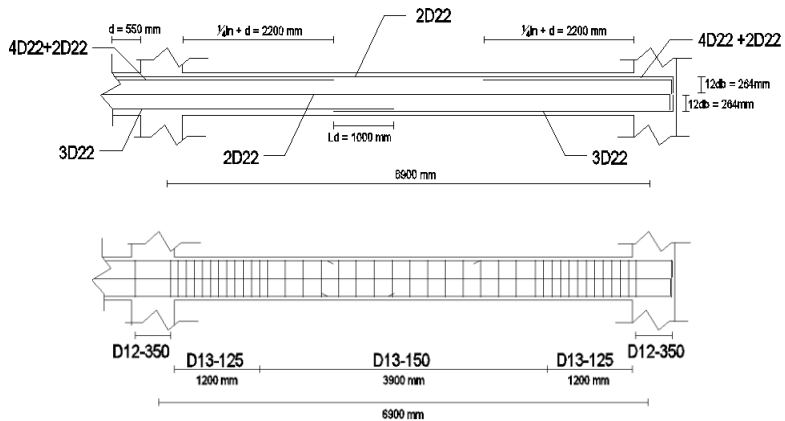
$$= 8 \times 22 \text{ mm}$$

$$= 176 \text{ mm} \approx 0,18 \text{ m}$$

Tabel 4. 15. Hasil Perhitungan Tulangan Balok B1

| HASIL PERHITUNGAN TULANGAN | | | | | | | | | |
|--|--|--|--|--|---|------|----|-----|--|
| Torsi tumpuan - lapangan | | | | | = | 2 D | 22 | | |
| Longitudinal tumpuan kiri momen negatif | | | | | = | 6 D | 22 | | |
| Longitudinal tumpuan kiri momen positif | | | | | = | 3 D | 22 | | |
| Longitudinal lapangan | | | | | = | 3 D | 22 | | |
| Longitudinal tumpuan kanan momen negatif | | | | | = | 6 D | 22 | | |
| Longitudinal tumpuan kanan momen positif | | | | | = | 3 D | 22 | | |
| Transfersal tumpuan kiri | | | | | = | D 13 | - | 125 | |
| Transfersal lapangan | | | | | = | D 13 | - | 150 | |
| Transfersal tumpuan kanan | | | | | = | D 13 | - | 125 | |

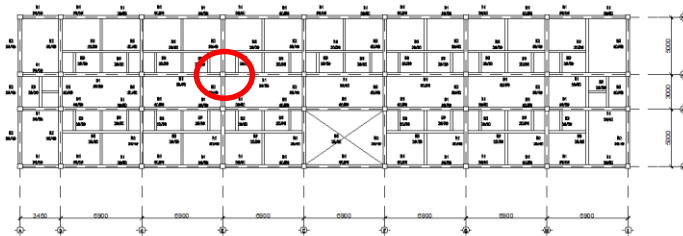
| B1 40/60 | | | |
|----------------------|---|---|---|
| | tumpuan 1 | lapangan | tumpuan 2 |
| tebal plat 120 mm |  |  |  |
| tul.atas | 6 D22 | 3 D22 | 6 D22 |
| tul.bawah | 3 D22 | 3 D22 | 3 D22 |
| tul.tengah | 2 D22 | 2 D22 | 2 D22 |
| senggang | D13-120 | D12-150 | D13-120 |



Gambar 4. 39 Penulangan balok induk

4.7.1 Perhitungan Penulangan Kolom

Pada struktur bangunan Gedung hotel Pesona Surabaya terdapat dua macam jenis kolom. Sebagai contoh perhitungan, akan didesain kolom eksterior yang terletak pada As 3-DF seperti yang diperlihatkan pada Gambar 4.40



Gambar 4. 40. Lokasi kolom yang dianalisis AS 3-F

Data – Data Desain :

| | |
|------------------------|----------------|
| Tinggi kolom | = 4,9 m |
| Dimensi kolom | = 900 x 900 mm |
| Mutu Beton, (f'_c) | = 40 MPa |
| Mutu Baja, (f_y) | = 400 MPa |
| Mutu Baja Senggang | = 400 MPa |
| Ø tul. Memanjang | = D 25 mm |
| Ø tul. Senggang | = D 13 mm |

Rekap gaya dalam kolom yang terdapat pada Tabel 4.16 akan menjadi data beban yang dimasukkan pada program bantu analisis kolom.

Tabel 4. 16. Rekapitulasi Gaya Kolom Hasil Analisis Program

| No. | Combo | P | Mx | My |
|-----|-----------------|---------|---------|---------|
| | | kN | kN.m | kN.m |
| 1 | 1.2D+1.6L+0.5Lr | 6281 | 23.9 | 9.25 |
| 2 | 1.2D+L+Ey | 5999.70 | 117.900 | 455.89 |
| 3 | 1.2D+L+Ex | 5218.75 | 413.350 | 163.000 |

Cek syarat komponen struktur penahan gempa

- Gaya aksial terfaktor maksimum yang bekerja pada kolom melebihi $A_g f'_c / 10$ (SNI 2847-2013 pasal 21.3.2).

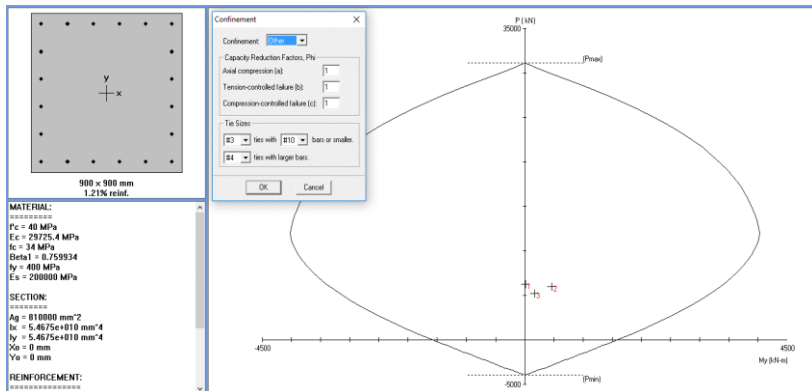
$$P_u = 6281 \text{ kN}$$

$$\frac{A_g f'_c}{10} = \frac{81 \times 10^4 \times 40}{10} = 3240000 \text{ N} = 3240 \text{ kN}$$

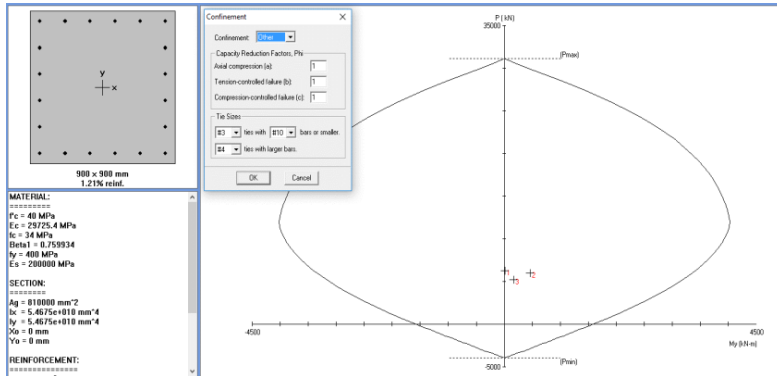
$$P_u > \frac{A_g f'_c}{10} \rightarrow \text{memenuhi syarat}$$

A. Desain tulangan longitudinal penahan lentur

Rasio luas tulangan longitudinal penahan lentur dari trial error dengan **PcaColumn** didapat konfigurasi tulangan longitudinal 20 D 25 dengan $\rho = 1,21\%$ seperti terlihat pada Gambar 4.41 dan Gambar 4.42



Gambar 4. 41. P-M Diagram interaksi kolom arah x



Gambar 4. 42. P-M Diagram interaksi kolom arah y

Sebagaimana yang telah diperlihatkan pada Gambar 4.36 dan Gambar 4.37 dengan rasio tulangan sebesar 1,21% yaitu 20 D 25. Berdasarkan SNI 2847-2013 Pasal 21.6.3.1 batasan rasio tulangan komponen struktur tekan diijinkan dari 1% - 6 %, dengan demikian penampang telah mampu memikul kombinasi beban pada kedua sumbu.

Kontrol jarak antar tulangan pada satu sisi kolom berdasarkan SNI 2847-2013 Ps. 7.6 (1)

$$s = \frac{b - 2 \cdot \text{cover} - 2 \cdot \phi - n \cdot D}{n - 1}$$

$$= \frac{900 - 2 \cdot 40 - 2 \cdot 13 - 5 \cdot 25}{5 - 1}$$

$$= 167 \text{ mm} > 25 \text{ mm (memenuhi)}$$

B. Kontrol Strong Column Weak Beam Interior

Nilai ΣM_{nc} pada joint (AS 3,F) diperoleh dari diagram interaksi kolom (PCA.COL), yaitu mencari momen yang dihasilkan dari gaya aksial terfaktor yang menghasilkan kekuatan lentur terendah kolom atas dan kolom bawah yang menuju pada joint yang sama, seperti pada Gambar 4.43 dan 4.44. Untuk ΣM_{nb} pada joint 1 nilainya ditentukan dari jumlah kekuatan lentur nominal balok yang menuju ke dalam joint yang sama.

ARAH X PADA KOLOM

| Factored Loads and Moments with Corresponding Capacities: | | | | |
|---|----------|-------------|--------------|---------|
| No. | Pu kN | Mux kN-m | fMnx kN-m | fMn/Mu |
| 1 | 6281.0 | 23.9 | 2994.7 | 125.301 |
| 2 | 5999.7 | 117.9 | 3056.2 | 25.922 |
| 3 | 5218.0 | 413.4 | 2970.7 | 7.187 |

Gambar 4. 43. Output Mn kolom Lt. 1 dari PCACOL

| Factored Loads and Moments with Corresponding Capacities: | | | | |
|---|----------|-------------|--------------|--------|
| No. | Pu kN | Mux kN-m | fMnx kN-m | fMn/Mu |
| 1 | 5844.7 | 38.5 | 3088.4 | 80.279 |
| 2 | 5208.4 | 106.7 | 2968.7 | 27.822 |
| 3 | 4872.0 | 305.7 | 2894.8 | 9.470 |

Gambar 4. 44. Output Mn kolom Lt. 2 dari PCACOL

$$\begin{aligned}
 \text{Maka, } \Sigma M_{nc} &= M_{nc\ 1} + M_{nc\ 2} \\
 &= 2970,7 \text{ kNm} + 2894,8 \text{ kNm} \\
 &= 5865,5 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

PADA BALOK

Ditinjau terhadap balok BI (AS 3,D-F) dan balok BI (AS 3,F-H). Dalam perhitungan ini kedua balok merupakan balok dengan tipe yang sama, oleh karena itu untuk perhitungan Mnb cukup dilakukan satu kali saja.

→ Balok AS 3,D-F (Tarik)

- As tulangan balok 5D22 = 1901 mm²
- As tulangan plat lebar efektif 9D10 = 707 mm²

$$\begin{aligned}
 a &= \frac{1,25 \times A_s \times f_y}{0,85 \times f_c' \times b} \\
 &= \frac{1,25 \times 2608 \times 400}{0,85 \times 40 \times 400} = 95,9 \text{ mm} \\
 d &= 600 - 40 - 13 - 22 = 525 \text{ mm} \\
 M_{nb1} &= A_s \times f_y \times \left(d - \frac{a}{2}\right) \\
 &= 2608 \times 400 \times \left(525 - \frac{95,9}{2}\right) = 497,66 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

→ Balok AS 3,F-H (Tekan)

- As tulangan balok 3D22 = 1140 mm²
- As tulangan plat lebar efektif 9D10 = 707 mm²

$$\begin{aligned}
 a &= \frac{1,25 \times A_s \times f_y}{0,85 \times f_c' \times b} \\
 &= \frac{1,25 \times 1847 \times 400}{0,85 \times 40 \times 400} = 67,9 \text{ mm} \\
 d &= 600 - 40 - 13 - 22 = 525 \text{ mm} \\
 M_{nb2} &= A_s \times f_y \times \left(d - \frac{a}{2}\right) \\
 &= 1847 \times 400 \times \left(525 - \frac{67,9}{2}\right) = 362,8 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Maka, } M_{nb} \text{ arah x} &= M_{nb1} + M_{nb2} \\
 &= 860,42 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

**Syarat Strong Column Weak Beam sesuai SNI 2847.2013
pasal 21.6.2.2**

$$\begin{aligned}
 \Sigma M_{nc} &\geq 1,2 \Sigma M_{nb} \\
 5865,5 \text{ kNm} &\geq 1,2 \cdot 860,4 \text{ kNm} \\
 5865,5 \text{ kNm} &> 1032,5 \text{ kNm (memenuhi)}
 \end{aligned}$$

ARAH Y PADA KOLOM

| Factored Loads and Moments with Corresponding Capacities: | | | | |
|---|----------|-------------|--------------|---------|
| No. | Pu kN | Mux kN-m | fMnx kN-m | fMn/Mu |
| 1 | 6281.0 | 23.9 | 2994.7 | 125.301 |
| 2 | 5999.7 | 117.9 | 3056.2 | 25.922 |
| 3 | 5218.0 | 413.4 | 2970.7 | 7.187 |

Gambar 4. 45. Output Mn kolom Lt. 1 dari PCACOL

| Factored Loads and Moments with Corresponding Capacities: | | | | |
|---|----------|-------------|--------------|--------|
| No. | Pu kN | Mux kN-m | fMnx kN-m | fMn/Mu |
| 1 | 5844.7 | 38.5 | 3088.4 | 80.279 |
| 2 | 5208.4 | 106.7 | 2968.7 | 27.822 |
| 3 | 4872.0 | 305.7 | 2894.8 | 9.470 |

Gambar 4. 46. Output Mn kolom Lt. 2 dari PCACOL

Maka, $\Sigma M_{nc} = M_{nc\ 1} + M_{nc\ 2}$
 $= 2970,7 \text{ kNm} + 2894,8 \text{ kNm}$
 $= 5865,5 \text{ kNm}$

PADA BALOK

Ditinjau terhadap balok B1-2 (AS F,2-3) dan balok B1-2 (AS F,3-4). Dalam perhitungan ini kedua balok merupakan balok dengan tipe yang berbeda, oleh karena itu untuk perhitungan Mnb dilakukan dua kali perhitungan.

→ Balok AS F,3-4 (Tarik)

- As tulangan balok 5D22 $= 1901 \text{ mm}^2$
- As tulangan plat lebar efektif 6D10 $= 471 \text{ mm}^2$

$$a = \frac{1,25 \times A_s \times f_y}{0,85 \times f_c' \times b}$$

$$= \frac{1,25 \times 2372 \times 400}{0,85 \times 40 \times 400} = 87 \text{ mm}$$

$$d = 600 - 40 - 13 - 22 = 525 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} \text{Mnb 1} &= A_s \times f_y \times \left(d - \frac{a}{2}\right) \\ &= 2372 \times 400 \times \left(525 - \frac{87}{2}\right) = 456,85 \text{ kNm} \end{aligned}$$

→ Balok AS 3,F-G (Tekan)

- As tulangan balok 3D22 = 1140,4 mm²
- As tulangan plat lebar efektif 4D10 = 314,2 mm²

$$\begin{aligned} a &= \frac{1,25 \times A_s \times f_y}{0,85 \times f_c' \times b} \\ &= \frac{1,25 \times 1455 \times 400}{0,85 \times 40 \times 400} = 53,5 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$d = 600 - 40 - 13 - 22 = 525 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} \text{Mnb 2} &= A_s \times f_y \times \left(d - \frac{a}{2}\right) \\ &= 1455 \times 400 \times \left(525 - \frac{53,5}{2}\right) = 227,29 \text{ kNm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Maka, } \Sigma \text{ Mnb} &= \text{Mnb 1} + \text{Mnb 2} \\ &= 456,9 \text{ kNm} + 227,29 \text{ kNm} \\ &= 684 \text{ kNm} \end{aligned}$$

→ Balok AS 3,F-G (Tarik)

- As tulangan balok 5D22 = 1901 mm²
- As tulangan plat lebar efektif 4D10 = 314 mm²

$$\begin{aligned} a &= \frac{1,25 \times A_s \times f_y}{0,85 \times f_c' \times b} \\ &= \frac{1,25 \times 2215 \times 400}{0,85 \times 40 \times 400} = 81,4 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$d = 600 - 40 - 13 - 22 = 525 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned}
 M_{nb\ 1} &= A_s \times f_y \times \left(d - \frac{a}{2}\right) \\
 &= 2215 \times 400 \times \left(525 - \frac{81,4}{2}\right) = 428,9 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

→ Balok AS F,3-4 (Tekan)

- As tulangan balok 4D22 = 1520,53 mm²
- As tulangan plat lebar efektif 6D10 = 471 mm²

$$\begin{aligned}
 a &= \frac{1,25 \times A_s \times f_y}{0,85 \times f_c' \times b} \\
 &= \frac{1,25 \times 1992 \times 400}{0,85 \times 40 \times 400} = 73 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$d = 600 - 40 - 13 - 22 = 525 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned}
 M_{nb\ 2} &= A_s \times f_y \times \left(d - \frac{a}{2}\right) \\
 &= 1992 \times 400 \times \left(525 - \frac{73}{2}\right) = 383,5 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Maka, } \Sigma M_{nb} &= M_{nb\ 1} + M_{nb\ 2} \\
 &= 471 \text{ kNm} + 383,5 \text{ kNm} \\
 &= 812,58 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

Syarat Strong Column Weak Beam

$$\begin{aligned}
 \Sigma M_{nc} &\geq 1,2 \Sigma M_{nb} \\
 5865,5 \text{ kNm} &\geq 1,2 \cdot 812,58 \text{ kNm} \\
 5865,5 \text{ kNm} &> 975 \text{ kNm (memenuhi)}
 \end{aligned}$$

C. Kontrol Strong Column Weak Beam Eksterior

Nilai ΣM_{nc} pada joint (AS 1,L) diperoleh dari diagram interaksi kolom (PCA.COL), yaitu mencari momen yang dihasilkan dari gaya aksial terfaktor yang menghasilkan kekuatan lentur terendah kolom atas dan kolom bawah yang menuju pada joint yang sama seperti pada Gambar 4.47 dan 4.48. Untuk ΣM_{nb} pada joint 1 nilainya ditentukan dari jumlah kekuatan lentur nominal balok yang menuju ke dalam joint yang sama.

ARAH X PADA KOLOM

| Factored Loads and Moments with Corresponding Capacities: | | | | |
|---|----------|-------------|--------------|---------|
| No. | Pu kN | Mux kN-m | fMnx kN-m | fMn/Mu |
| 1 | 6281.0 | 23.9 | 2994.7 | 125.301 |
| 2 | 5999.7 | 117.9 | 3056.2 | 25.922 |
| 3 | 5218.0 | 413.4 | 2970.7 | 7.187 |

Gambar 4. 47. Output Mn kolom Lt. 1 dari PCACOL

| Factored Loads and Moments with Corresponding Capacities: | | | | |
|---|----------|-------------|--------------|--------|
| No. | Pu kN | Mux kN-m | fMnx kN-m | fMn/Mu |
| 1 | 5844.7 | 38.5 | 3088.4 | 80.279 |
| 2 | 5208.4 | 106.7 | 2868.7 | 27.822 |
| 3 | 4872.0 | 305.7 | 2894.8 | 9.470 |

Gambar 4. 48. Output Mn kolom Lt. 2 dari PCACOL

$$\begin{aligned}
 \text{Maka, } \Sigma M_{nc} &= M_{nc\ 1} + M_{nc\ 2} \\
 &= 2970,7 \text{ kNm} + 2894,8 \text{ kNm} \\
 &= 5865,5 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

PADA BALOK

Ditinjau terhadap balok BI (AS 1,J-L) dan balok BI (AS 1,L-N). Dalam perhitungan ini kedua balok merupakan balok dengan tipe yang sama, oleh karena itu untuk perhitungan Mnb cukup dilakukan satu kali saja.

→ Balok AS 1,J-L (Tarik)

- As tulangan balok 5D22 = 1901 mm²
- As tulangan plat lebar efektif 9D10 = 706,9 mm²

$$a = \frac{1,25 \times A_s \times f_y}{0,85 \times f'_c \times b}$$

$$= \frac{1,25 \times 2608 \times 400}{0,85 \times 40 \times 400} = 95,9 \text{ mm}$$

$$d = 600 - 40 - 13 - 22 = 525 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} \text{Mnb 1} &= A_s \times f_y \times \left(d - \frac{a}{2} \right) \\ &= 2608 \times 400 \times \left(525 - \frac{95,9}{2} \right) = 497,6 \text{ kNm} \end{aligned}$$

→ Balok AS 1,L-N (Tekan)

- As tulangan balok 3D22 = 1140,4 mm²
- As tulangan plat lebar efektif 9D10 = 706,9 mm²

$$a = \frac{1,25 \times A_s \times f_y}{0,85 \times f_c' \times b}$$

$$= \frac{1,25 \times 1847 \times 400}{0,85 \times 40 \times 400} = 67,9 \text{ mm}$$

$$d = 600 - 40 - 13 - 22 = 525 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} \text{Mnb 2} &= A_s \times f_y \times \left(d - \frac{a}{2} \right) \\ &= 1847 \times 400 \times \left(525 - \frac{67,9}{2} \right) = 362,8 \text{ kNm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Maka, } \Sigma \text{ Mnb} &= \text{Mnb 1} + \text{Mnb 2} \\ &= 497,6 \text{ kNm} + 362,8 \text{ kNm} \\ &= 860,42 \text{ kNm} \end{aligned}$$

Syarat Strong Column Weak Beam sesuai SNI 2847.2013 pasal 21.6.2.2

$$\begin{aligned} \Sigma \text{ Mnc} &\geq 1,2 \Sigma \text{ Mnb} \\ 5865,5 \text{ kNm} &\geq 1,2 \cdot 860,42 \text{ kNm} \\ 5865,5 \text{ kNm} &> 1032,5 \text{ kNm (memenuhi)} \end{aligned}$$

ARAH Y PADA KOLOM

$$\begin{aligned}\Sigma M_{nc} &= M_{nc\ 1} + M_{nc\ 2} \\ &= 2970,7 \text{ kNm} + 2894,8 \text{ kNm} \\ &= 5865,5 \text{ kNm}\end{aligned}$$

PADA BALOK

→ Balok AS L, 1-2 (Tarik)

- As tulangan balok 6D22 = 2280,8 mm²
- As tulangan plat lebar efektif 9D10 = 706,9 mm²

$$\begin{aligned}a &= \frac{1,25 \times A_s \times f_y}{0,85 \times f_c' \times b} \\ &= \frac{1,25 \times 2988 \times 400}{0,85 \times 40 \times 400} = 110 \text{ mm} \\ d &= 600 - 40 - 13 - 22 = 525 \text{ mm}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}M_{nb} &= A_s \times f_y \times \left(d - \frac{a}{2}\right) \\ &= 2988 \times 400 \times \left(525 - \frac{110}{2}\right) = 561,8 \text{ kNm}\end{aligned}$$

Syarat Strong Column Weak Beam

$$\begin{aligned}\Sigma M_{nc} &\geq 1,2 \Sigma M_{nb} \\ 5865,5 \text{ kNm} &\geq 1,2 \cdot 561,8 \text{ kNm} \\ 5865,5 \text{ kNm} &> 674,1 \text{ kNm (memenuhi)}\end{aligned}$$

D. Desain tulangan geser

Menentukan beban geser rencana kolom

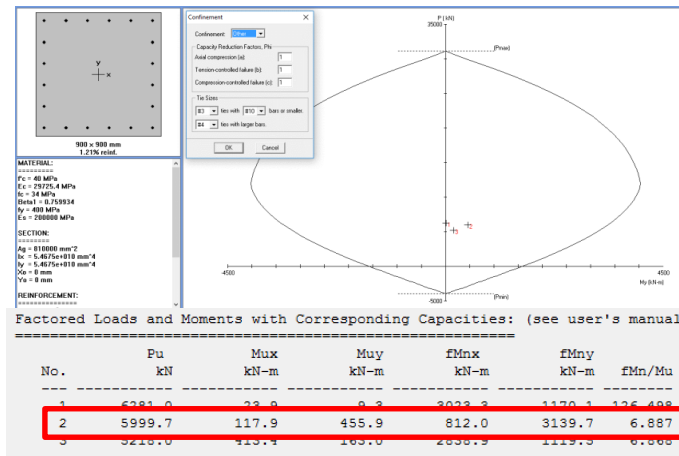
Sesuai dengan SNI 2847-2013 Pasal 21.3.3.2, Gaya geser rencana (V_e) pada komponen struktur tekan tidak boleh kurang dari:

- Gaya geser yang terkait dengan pengembangan kekuatan momen nominal kolom pada setiap ujung terkekang dari panjang yang tak tertumpu akibat lentur kurvatur balik. Kekuatan lentur kolom harus dihitung untuk gaya aksial terfaktor.

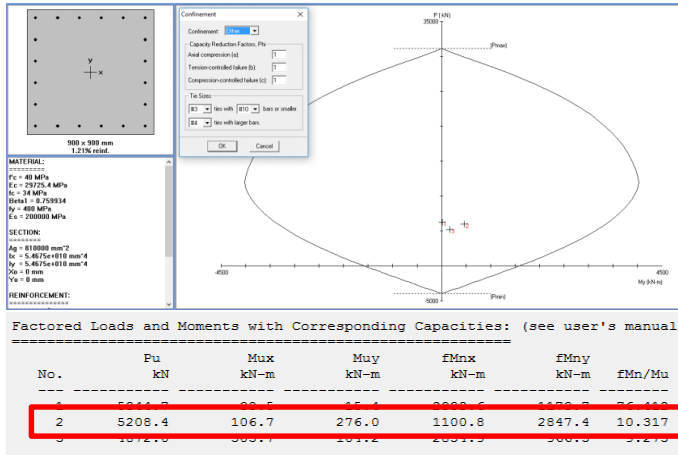
$$V_u = \frac{M_{nt} + M_{nb}}{h_n}$$

- Geser maksimum yang diperoleh dari kombinasi beban desain yang melibatkan beban gempa, dengan beban gempa ditingkatkan oleh Ω_0 (faktor kuat lebih)

Dari gambar diagram interaksi kolom pada Gambar 4.49 dan Gambar 4.50 didapatkan momen nominal kolom atas sebesar $M_{nt} = 2847,4 \text{ kNm}$, $M_{nb} = 3139,7 \text{ kNm}$



Gambar 4. 49. Momen nominal kolom bawah



Gambar 4. 50. Momen nominal kolom atas

$$V_u = \frac{M_{nt} + M_{nb}}{h_n} = \frac{3139,7 + 339,7}{4,3} = 308,4 \text{ kN (menentukan)}$$

Gaya geser maksimum dengan faktor kuat lebih :

$$V_u = 115,4 \text{ kN}$$

Bedasarkan SNI 2847-2013 pasal 21.6.5.2 karena

$$p_u > \frac{A_g f'_c}{10}, \text{ maka kontribusi beton perlu diperhitungkan sesuai}$$

SNI 2847-2013 Pasal 11.2.1.2 kekuatan geser beton yang terbebani aksial tekan ditentukan dengan perumusan berikut :

$$A_g = 900 \times 900 = 810000 \text{ mm}^2$$

$$d = 900 - 40 - 13 - 12,5 = 834,5 \text{ mm}^2$$

$$V_c = 0,17 \left(1 + \frac{P_u}{14 A_g} \right) \lambda \sqrt{f'_c} b_w d$$

$$= 0,17 \left(1 + \frac{62810}{14 \times 810000} \right) \sqrt{40} \times 900 \times 834,5$$

$$= 811982,4 \text{ N} = 812 \text{ kN}$$

Desain tulangan geser sepanjang sendi plastis (l_o)

Berdasarkan SNI 2847-2013 Pasal 21.6.4.1 daerah sendi plastis atau sepanjang, l_o yang diukur dari muka joint tidak boleh kurang dari yang terbesar dari poin berikut ini :

- $\frac{l_u}{6} = \frac{4300}{6} = 716 \text{ mm} \approx 800 \text{ mm}$
- 600 mm
- 450 mm

Maka digunakan l_o 800 mm

Berdasarkan SNI 2847-2013 Pasal 21.6.4.3 menyebutkan bahwa pada kedua ujung kolom, sengkang harus disediakan dengan spasi s_o sepanjang l_o diukur dari muka joint. Spasi s_o tidak boleh melebihi dari yang terkecil dari poin berikut :

- $s_o \leq \frac{1}{4} \times b = 225 \text{ mm}$
- $s_o \leq 6 \times db = 132 \text{ mm}$
- $s_o \leq 100 + \left(\frac{350 - h_x}{3} \right) = 82,17 \text{ mm}$
- Nilai s_o tidak boleh melebihi 150 mm dan tidak perlu diambil kurang dari 100 mm

Maka digunakan $s_o = 100 \text{ mm}$

Kebutuhan Tulangan Geser Minimum

$$A_{sh} \geq 0,3 \times \frac{s \times b \times c \times f_{c'}}{f_{yt}} \times \left(\frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right) = 495,5 \text{ mm}^2$$

$$A_{sh} \geq 0,09 \times \frac{s \times b \times c \times f_{c'}}{f_{yt}} = 726,3 \text{ mm}^2$$

$$\text{Maka } A_{sh} = 726,3 \text{ mm}^2$$

Kebutuhan Tulangan Geser

Asumsi awa tulangan geser 2 kaki D13

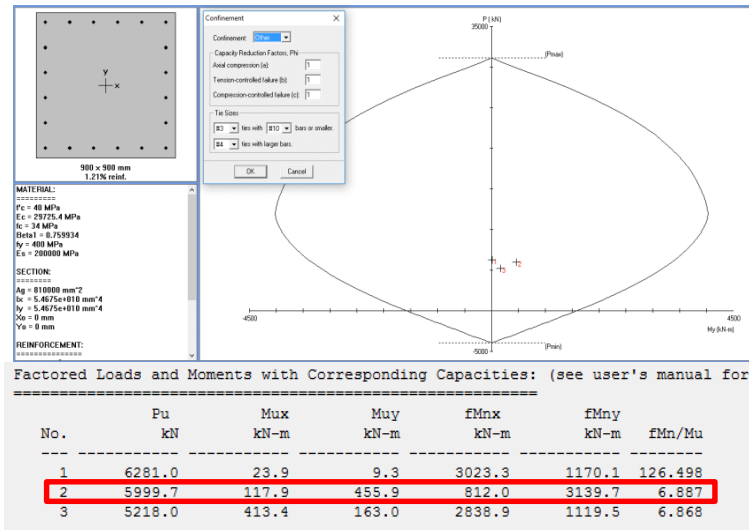
$$A_v = \frac{1}{4} \pi d^2 \times n = 265,46$$

$$n = \frac{A_{sh}}{A_v} = 2,74 = 4 \text{ kaki}$$

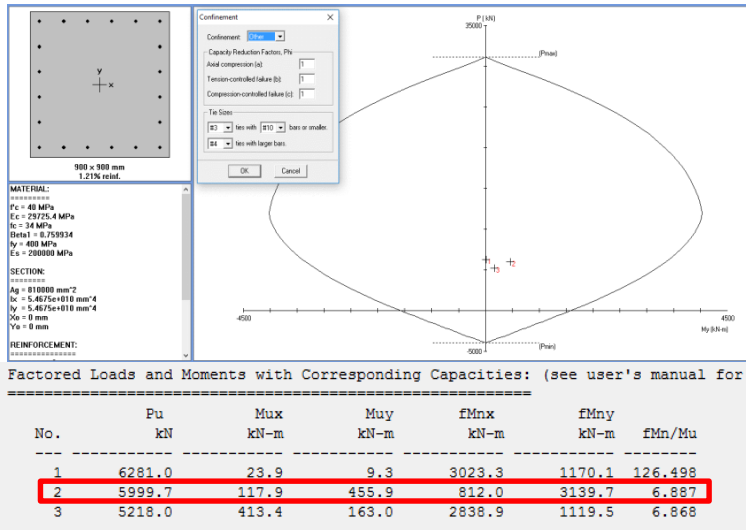
$$A_{sh} = \frac{1}{4} \pi d^2 \times n = 1062 \text{ mm}^2$$

Kontrol Senggang Pada Kolom Sebagai Penahan Gaya Geser

Nilai M_{pr} kolom didapat dari diagram interaksi kolom pada Gambar 4.51 dan Gambar 4.52 yang menghasilkan nilai momen terfaktor terbesar akibat beban P_u terfaktor dengan menggunakan nilai $f_s = 1,25 f_y$ dan $\phi = 1$ dimana nilai tersebut adalah kekuatan leleh yang ditetapkan.



Gambar 4. 51. Nilai M_{pr} untuk kolom lantai 1



Gambar 4. 52. Nilai Mpr untuk kolom lantai 2

Jadi, Mpr Kolom Lt. 1 = 3139,9 kN.m
 Mpr Kolom Lt. 2 = 3139,9 kN.m
 Mpr Balok = 663 kN.m

$$\begin{aligned}
 V_e &= \frac{M_{pr1} + M_{pr2}}{l_n} \\
 &= \frac{663087484 + 663087484}{4300} \\
 &= 308413 \text{ N} = 308,4 \text{ Kn}
 \end{aligned}$$

$$V_u \text{ SAP} = 115,4 \text{ Kn}$$

$$\text{Maka, } V_e = 308,4 \text{ Kn}$$

- Kontrol gaya geser nominal
 Menurut SNI 2847:2013 Pasal 11.1.1 kuat geser nominal harus memenuhi persamaan berikut :

$$V_e \leq \phi V_n$$

$$V_e \leq \phi (V_s + V_c)$$

Dimana:

V_n = Gaya geser nominal

V_s = Gaya geser tulangan

V_c = Gaya geser beton

➤ Gaya geser beton

Gaya geser beton dapat diabaikan ($V_c = 0$) sesuai SNI 2847:2013 pasal 21.6.5.2 bila beberapa syarat berikut ini terpenuhi:

1. $(0,5 \times V_e) \geq V_u \text{ SAP}$
 $154,2 \text{ kN} > 115,4 \text{ kN} \quad \rightarrow \text{OKE}$
2. $P_u \leq \left(\frac{A_g \times f_c'}{10} \right)$
 $5999,7 \text{ kN} > 3240 \text{ kN} \quad \rightarrow \text{NOT OKE}$

Jadi, penampang perlu ditinjau terhadap V_c

Menurut SNI 2847:2013 pasal 11.2.1.2 untuk komponen struktur yang dikenai tekan aksial, maka nilai V_c nya :

$$\begin{aligned} V_c &= 0,17 \left(1 + \frac{P_u}{14 \times A_g} \right) \times \lambda \times f_c^{0,5} \times b_w \times d \\ &= 0,17 \left(1 + \frac{62810}{14 \times 810000} \right) \times 1 \times 40^{0,5} \times 900 \times 834,5 \\ &= 811982,4 \text{ N} = 812 \text{ kN} \end{aligned}$$

➤ Gaya geser tulangan

Untuk nilai gaya geser tulangan (V_s) dihitung berdasarkan tulangan confinement (Ash) dan spasi (S) terpasang sesuai SNI 2847:2013 pasal 11.4.7.2, berikut:

$$\begin{aligned} V_s &= \frac{A_{sh} \times f_{yt} \times d}{S} = \frac{1061,9 \times 400 \times 834,5}{100} \\ &= 3544483,1 \text{ N} = 3544,5 \text{ kN} \end{aligned}$$

Jadi kontrol untuk gaya geser nominal dapat dihitung sebagai berikut :

$$\begin{aligned} V_n &= V_c + V_s \\ &= 812 + 3544 \\ &= 4356,5 \text{ kN} \end{aligned}$$

Kontrol,

$$\begin{array}{rclcl}
 \phi \cdot V_n & \geq & V_e & & \\
 0,75 \times 4356,5 & \geq & 308,4 \text{ kN} & & \\
 3267 \text{ kN} & > & 308,4 \text{ kN} & \rightarrow & \text{OKE}
 \end{array}$$

Maka, dipasang sengkang disepanjang sendi plastis kolom (l_o) 4D13-100 sepanjang 800 mm dengan sengkang tertutup pertama harus ditempatkan tidak lebih dari $\frac{s_o}{2} = 50 \text{ mm}$.

Desain tulangan geser diluar daerah sendi plastis

Berdasarkan SNI 2847-2013 di luar daerah sendi plastis spasi tulangan geser harus memenuhi pasal 7.10.5 dan 21.6.4.5 Spasi tulangan geser pada kolom diluar sendi plastis tidak boleh melebihi poin berikut :

- $16db = 16 \times 25 = 400 \text{ mm}$
- $\frac{d}{2} = \frac{834,5}{2} = 417.25 \text{ mm}$
- $48ds = 48 \times 13 = 624 \text{ mm}$
- Dimensi penampang minimum kolom = 900 mm
- $S \leq 16 \times db = 150$
- $S \leq 150 \text{ mm}$

Maka digunakan sengkang 4 kaki D13-150

Panjang Lewatan Kolom

Sesuai dengan SNI 2847-2013 Pasal 12.2.3 sambungan lewatan tulangan D25 m dari kolom tengah ditentukan dengan persamaan berikut :

$$l_d = \left(\frac{f_y}{1,1\lambda\sqrt{f_c}} \cdot \frac{\Psi_t\Psi_e\Psi_s}{\left(\frac{c_b + k_{tr}}{d_b} \right)} \right) \times d_b$$

Parameter diatas didefinisikan dengan baik pada pasal 12.2.4 pada SNI 2847-2013, dimana : $f_y = 400 \text{ MPa}$

$\Psi_t = 1$ (situasi lainnya)

$\Psi_e = 1$ (tulangan tanpa pelapis)

$\Psi_s = 1$ (tulangan lebih besar dari D-22)

$\lambda = 1$ (Beton Normal) $f'_c = 40 \text{ MPa}$

$d_b = 25 \text{ mm}$

c_b adalah nilai terkecil dari parameter dibawah ini :

$$c = 40 + 13 + \frac{25}{2} = 65,5 \text{ mm}$$

$$c = \frac{900 - 2(40 + 13) - 25 \times 5}{5 - 1} = 167,25 \text{ mm}$$

Maka, $c_b = c_{\min} = 65,5 \text{ mm}$ sehingga,

$$\frac{c_b + Ktr}{d_b} = \frac{65,5 + 0}{25} = 2,62 > 2,5 \text{ (nilai maksimum 2,5)}$$

Maka, diambil 2,5

$$l_d = \left(\frac{400}{1,1 \times 1\sqrt{40}} \frac{1 \times 1 \times 1}{2,5} \right) \times 25 = 575 \text{ mm}$$

Jadi, didapat panjang sambungan lewatan tulangan kolom (l_d) sepanjang 575 mm.

Desain Hubungan Balok Kolom

- Syarat panjang joint

Untuk beton normal, dimensi kolom yang sejajar tulangan balok tidak boleh kurang dari 20 kali diameter tulangan longitudinal terbesar balok SNI 2847:2013 Pasal 21.7.2.3.

$$b_{\text{kolom}} > 20 d_b$$

$$900 \text{ mm} > 440 \text{ mm (memenuhi)}$$

- Kebutuhan tulangan geser joint

Untuk joint interior, bilamana balok merangka ke dalam empat sisi joint maka jumlah tulangan diizinkan direduksi dengan setengahnya dari tulangan yang dibutuhkan di ujung-ujung

kolom. Spasi vertical tulangan ini diizinkan untuk ditingkatkan sampai 150 mm SNI 2847:2013 Pasal 21.7.3.2.

b balok > 0,75 b kolom

400 mm < 675 mm (tidak memenuhi)

Maka termasuk kasus khusus

Gaya geser pada HBK

Arah x

As tulangan atas balok 6D22 = 2280,8 mm²

As tulangan bawah balok 3D22 = 1140,4 mm²

$$\begin{aligned} T1 &= A_s \times 1,25 \times f_y \\ &= 2280,8 \times 1,25 \times 400 = 1140398 \text{ N} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Apr &= \frac{T1}{0,85 \times f_c' \times b} \\ &= \frac{1140398}{0,85 \times 40 \times 400} = 83,9 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Mpr^- &= T1 \times \left(d - \frac{a}{2} \right) \\ &= 1140398 \times \left(525 - \frac{83,9}{2} \right) = 550,9 \text{ kNm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} T2 &= A_s \times 1,25 \times f_y \\ &= 1140,4 \times 1,25 \times 400 = 570199 \text{ N} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Apr &= \frac{T2}{0,85 \times f_c' \times b} \\ &= \frac{570199}{0,85 \times 40 \times 400} = 41,9 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Mpr^+ &= T2 \times \left(d - \frac{a}{2} \right) \\ &= 570199 \times \left(525 - \frac{41,9}{2} \right) = 287,4 \text{ kNm} \end{aligned}$$

Momen pada HBK

$$Mu = \frac{550,9 + 287,4}{2} = 419,15 \text{ kNm}$$

Geser pada HBK

$$Vu = \frac{419,15 + 419,15}{6} = 139,7 \text{ kN}$$

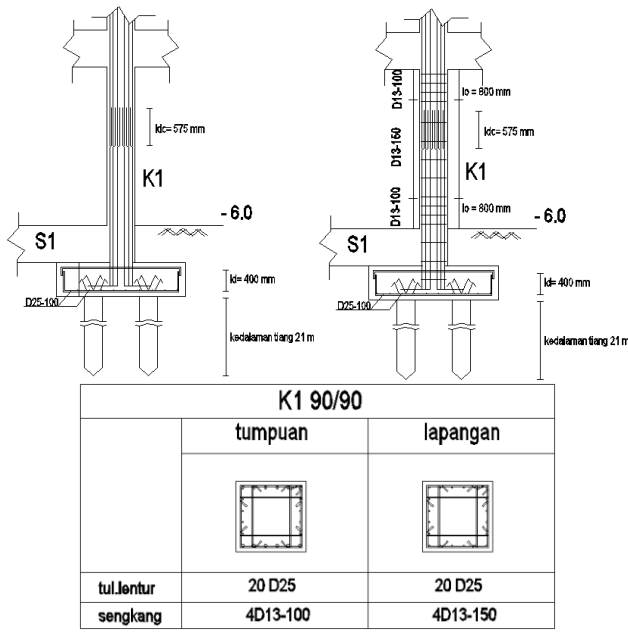
$$\begin{aligned} Vux &= T1 + T2 - Vu \\ &= 1140 \text{ kN} + 570 \text{ kN} - 139,7 \text{ kN} = 1571 \text{ kN} \end{aligned}$$

Kontrol kuat geser pada HBK

$A_j = 900 \text{ mm} \times 900 \text{ mm} = 810000 \text{ mm}^2$
 $V_n = 1 \times \sqrt{f_c'} \times A_j$
 $= 1 \times \sqrt{40} \times 810000 = 5123 \text{ kN}$

Syarat,

$\phi V_n > V_{ux}$
 $0,75 \times 5123 \text{ kN} > 1571 \text{ kN}$
 $3842 \text{ kN} > 1571 \text{ kN} \text{ (memenuhi)}$



Gambar 4. 53 Penulangan kolom

4.8 Perhitungan Struktur Bawah

4.8.1 Perhitungan Sloof

Menurut Pedoman Perancangan Ketahanan Gempa untuk Rumah dan Gedung 1987 pasal 2.2.8, untuk pondasi setempat dari suatu gedung harus saling berhubungan dalam 2 arah (umumnya saling tegak lurus) oleh unsur penghubung yang direncanakan terhadap gaya aksial tarik dan tekan sebesar 10% dari beban vertikal maksimum.

Dalam perancangan sloof ini diambil contoh perhitungan pada sloof kolom interior :

Data Perencanaan

- Gaya aksial kolom $= 7018,37 \text{ kN}$
- $P_u = 10\% \times 7318,37 \text{ kN} = 701,837 \text{ kN} = 701837 \text{ N}$
- Dimensi sloof $= 400 \times 600 \text{ mm}$
- Panjang sloof $= 6,9 \text{ m}$
- Mutu beton (f'_c) $= 35 \text{ MPa}$
- Diameter Tul. Utama (\emptyset) $= 22 \text{ mm}$
 - o Mutu Baja (f_y) $= 400 \text{ MPa}$
 - o Elastisitas(E_s) $= 200000 \text{ MPa}$
- Selimut beton $= 70 \text{ mm}$

Tegangan ijin tarik beton :

$$f_{ijin} = 0,62 \times \sqrt{f'_c} = 0,62 \times \sqrt{35} = 3,67 \text{ MPa}$$

Tegangan Tarik yang terjadi :

$$f_r = \frac{P_u}{\phi b h} = \frac{701837}{0,8 \times 400 \times 600} = 3,65 < f_{ijin} \dots\dots \text{Oke}$$

Penulangan Lentur Sloof

Berdasarkan SNI 2847-2013 Pasal 21.12.3.2 Balok sloof yang didesain sebagai pengikat horisontal antara *poer* harus diporoposikan sedemikian hingga dimensi penampang terkecil harus sama dengan atau lebih besar jarak antar kolom yang disambung dibagi dengan 20, tetapi tidak perlu lebih besar dari 450 mm.

$$\frac{l}{20} = \frac{6900}{20} = 345 \text{ mm}$$

Direncanakan dimensi sloof terkecil adalah 400 mm, maka dimensi tersebut telah memenuhi kriteria pendesainan.

Penulangan sloof didasarkan pada kondisi pembebanan dimana beban yang diterima adalah beban aksial dan lentur sehingga perilaku penampang hampir mirip dengan perilaku kolom.

Beban yang diterima Sloof :

- Berat sendiri = $0,4 \times 0,6 \times 24$ = 5,76 kN/m
- Berat dinding = $0,3 \times 3 \times 24$ = 21,6 kN/m +
 $q_d = 27,36 \text{ kN/m}$

Konstruksi sloof merupakan balok menerus sehingga pada perhitungan momen digunakan momen koefisien. Besarnya koefisien momen tersebut ditentukan pada SNI 2847-2013 Pasal 8.3.3, sebagaimana diperlihatkan dengan analisis berikut ini:

$$q_u = 1,4q_d = 38,3 \text{ kN/m}$$

$$M_u = \frac{1}{10} \times q_u \times l^2 = 182,37 \text{ kNm}$$

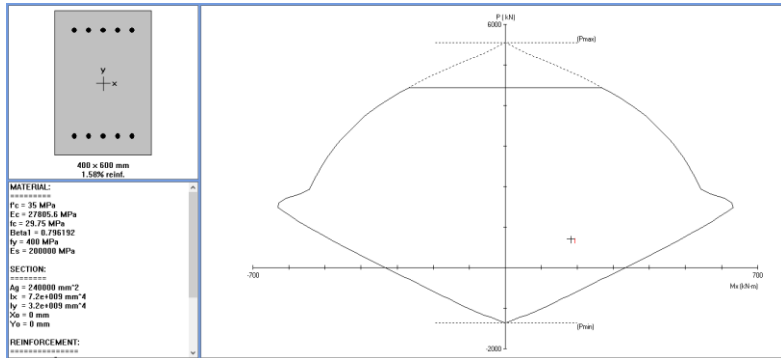
Untuk memudahkan desain penulangan lentur sloof digunakan program bantu analisis dengan memasukkan data beban sebagai berikut :

$$M_u = 182,37 \text{ kNm}$$

$$P_u = 701,837 \text{ kN}$$

Direncanakan menggunakan tulangan 10 D22
 ($A_s = 3801,33 \text{ mm}^2$)

Lalu dicek dengan diagram interaksi hasil program bantu seperti pada Gambar 4.53.



Gambar 4.53. Diagram Interaksi Sloof

Dari diagram interaksi pada Gambar 9.1 didapatkan rasio tulangan sebesar 1,58% (10 D 22) serta terlihat pula bahwa sloof mampu memikul kombinasi momen dan aksial yang terjadi.

Jarak minimum yang disyaratkan antar dua tulangan longitudinal adalah 25 mm. Besarnya jarak antara tulangan longitudinal terpasang pada balok sloof tersebut adalah :

$$S = \frac{bw - 2 \cdot \text{decking} - 2 \cdot \emptyset \text{senggang} - n \cdot \emptyset \text{tul utama}}{n - 1} \geq 25 \text{ mm}$$

$$= \frac{400 - 2 \times 70 - 2 \times 13 - 5 \times 22}{5 - 1} = 31 \text{ mm} \geq 25 \text{ mm}$$

Penulangan Geser Sloof

$$V_u = \frac{1}{2} \times q_u \times l = \frac{1}{2} \times 38,3 \times 6,9 = 132,135 \text{ kN}$$

Berdasarkan SNI 2847-2013 Pasal 11.2.1.2 penentuan kekuatan geser beton yang terbebani aksial tekan ditentukan dengan perumusan berikut :

$$A_g = 400 \times 600 = 240000 \text{ mm}^2$$

$$d = 600 - 70 - 13 - 22/2 = 506 \text{ mm}$$

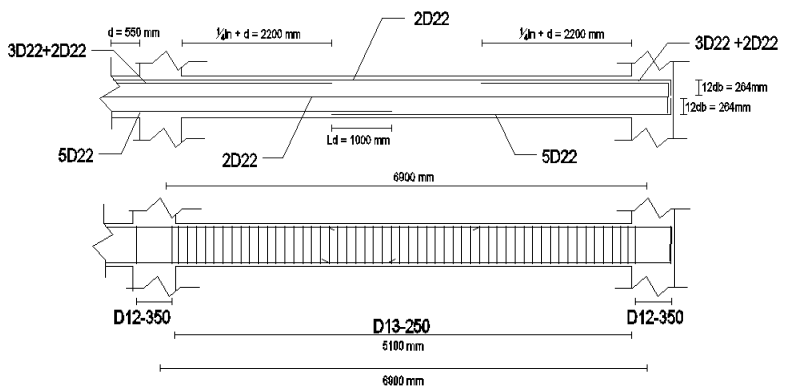
$$V_c = 0,17 \left(1 + \frac{P_u}{14A_g} \right) \lambda \sqrt{f_c'} b_w d$$
$$= 246080,2 \text{ N} = 246,08 \text{ kN}$$

$$\phi V_c \geq V_u$$
$$0,75 \times 246,08 = 184,56 \text{ kN} \geq 132,135 \text{ kN} \text{ (Oke)}$$

Berdasarkan SNI 2847-2013 Pasal 21.12.3 jarak antara tulangan transversal pada sloof tidak boleh kurang dari:

- $d/2 = 506/2 = 253 \text{ mm}$
- 300 mm

Jadi dipasang sengkang D13–250 mm di sepanjang sloof.



| S1 40/60 | | | |
|----------------------|-----------|----------|-----------|
| | tumpuan 1 | lapangan | tumpuan 2 |
| tebal plat 120 mm | | | |
| tul.atas | 5 D22 | 5 D22 | 5 D22 |
| tul.bawah | 5 D22 | 5 D22 | 5 D22 |
| tul.tengah | 2 D22 | 2 D22 | 2 D22 |
| sengkang | D13-250 | D13-250 | D13-250 |

Gambar 4. 54. Penulangan sloof

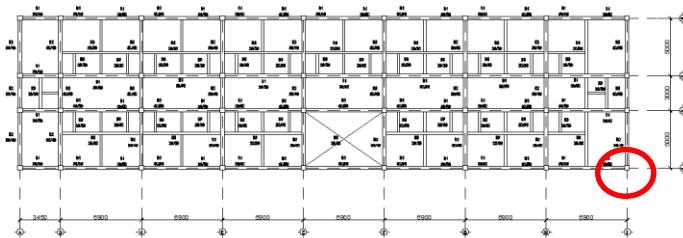
4.8.2 Perhitungan Pondasi

Pondasi merupakan bangunan struktur bawah yang berfungsi sebagai perantara dalam meneruskan beban bagian atas dan gaya-gaya yang bekerja pada pondasi tersebut ke tanah pendukung di bawahnya.

Perencanaan bangunan bawah atau pondasi suatu struktur bangunan harus mempertimbangkan beberapa hal diantaranya jenis, kondisi dan struktur tanah. Hal ini terkait dengan kemampuan atau daya dukung tanah dalam memikul beban yang terjadi di atasnya. Perencanaan yang baik menghasilkan pondasi yang tidak hanya aman, namun juga efisien, ekonomis dan memungkinkan pelaksanaannya.

4.8.2.1 Perhitungan Tiang Pancang dan Pondasi Tipe PC 1

Desain tiang pancang kolom yang akan dianalisis adalah pada kolom AS 2-D sebagaimana ditunjukkan pada Gambar 4.55.



Gambar 4. 55 Letak pondasi kolom yang ditinjau

a. Data Perencanaan

Data-data dalam perencanaan pondasi adalah :

- Kedalaman tiang pancang = 21 m

- Diameter tiang pancang, $d = 60 \text{ cm}$
- Keliling tiang pancang (A_s) $= \pi \times d \times 21 = 39,58 \text{ m}$
- Luas tiang pancang (A_p) $= 1/4 \times \pi \times d^2$
 $= 1/4 \times \pi \times 60^2$
 $= 2827,43 \text{ cm}^2$

Direncanakan pile cap dengan dimensi :

$$L = 2,7 \text{ m}$$

$$B = 2,7 \text{ m}$$

$$t = 1,2 \text{ m}$$

Digunakan tiang pancang produksi WIKA kelas A1.
 Dengan tekanan ijin sebesar 252,7 Ton.

b. Beban Pada Tiang Pancang

Dari hasil analisis struktur didapatkan gaya-gaya dalam yang bekerja pada pondasi seperti yang diperlihatkan pada Tabel 4.17.

Tabel 4. 17 Reaksi Kolom AS 2-D

| No | Kombinasi | Gaya Dalam | | | | |
|----|------------|------------|---------------------|---------------------|----------------------|----------------------|
| | | P (Kn) | F _x (kN) | F _y (kN) | M _x (kNm) | M _y (kNm) |
| 1 | 1D+1L | 3633,24 | 471,99 | 202,22 | 82,98 | 117,40 |
| 2 | 1D+1L+1EqX | 4643,97 | 287,17 | 92,37 | 55,21 | 145,33 |
| 3 | 1D+1L+1EqY | 5565,36 | 122,36 | 207,43 | 16,94 | 166,93 |

Pada desain tiang pancang ini akan digunakan kombinasi terbesar dari beban tetap dan beban sementara. Berdasarkan hal tersebut maka digunakan kombinasi beban sementara sebagai

acuan gaya dalam untuk desain pondasi. Oleh karena itu, didapat momen pada dasar poer, sebagai berikut :

$$M_{xo} = M_x + F_y \times t = 82,98 + (207,4 \times 1,2) = 332 \text{ kNm}$$

$$M_{yo} = M_y + F_x \times t = 166,9 + (472 \times 1,2) = 733 \text{ kNm}$$

$$P_{\max} = 5565,36 \text{ kN}$$

Beban vertikal yang berkerja akibat pengaruh beban sementara dan beban sendiri poer sebagai berikut :

- Berat sendiri poer

$$2,7 \times 2,7 \times 1,2 \times 24 = 209,95 \text{ kN}$$

- Beban aksial kolom

$$\text{Beban tetap, P} = \underline{5565,4 \text{ kN}}$$

$$\Sigma P = 5775,3 \text{ kN}$$

c. Daya Dukung Ijin Satu Tiang

Daya dukung ijin satu tiang pancang dianalisis berdasarkan nilai N-SPT dari hasil SPT dengan menggunakan perumusan WKA. Berdasarkan metode Mayerhoff

$$Q_u = Q_p + Q_s$$

$$Q_u = (40 \times N \times A_p) + \left(\frac{N_{av} \times A_s}{5} \right)$$

Dimana :

Q_u : Daya dukung ultimate tiang (ton)

Q_{ijin} : Daya dukung ijin tiang (ton)

- Q_p : Daya dukung ujung tiang (ton)
 Q_s : Daya dukung selimut tiang (ton)
 N : Nilai SPT pada ujung tiang (blow/m)
 N_{av} : Nilai rata-rata SPT sepanjang tiang (blow/m)
 A_p : Luas permukaan ujung tiang (m^2)
 A_s : Luas selimut tiang (m^3)

Nilai SPT pada ujung tiang

$$\begin{aligned}
 N &= 18 \text{ blow/feet} \\
 &= \frac{18}{0,3408} = 52,82 \text{ blow/m}
 \end{aligned}$$

Nilai rata-rata SPT sepanjang tiang

$$\begin{aligned}
 N_{av} &= \frac{0+2+3+3+24+16+18}{7} = 8 \text{ blow/feet} \\
 &= \frac{8}{0,3408} = 23,47 \text{ blow/m}
 \end{aligned}$$

(keterangan : 1 feet = 0,3408 m)

Daya dukung ultimate tiang

$$Q_u = Q_p + Q_s$$

$$Q_u = (40 \times N \times A_p) + \left(\frac{N_{av} \times A_s}{5} \right)$$

$$Q_u = (40 \times 52,82 \text{ blow/m} \times 0,28m^2) + \left(\frac{23,47 \frac{\text{blow}}{m} \times 39,58m^2}{5} \right)$$

$$Q_u = 755,9 \text{ ton}$$

Daya dukung ijin tiang

$$\begin{aligned}
 P \text{ ijin} &= \frac{Q_u}{F_s} \\
 &= \frac{755,9}{3} \\
 &= 251,9 \text{ ton}
 \end{aligned}$$

Kekuatan bahan berdasarkan data tiang pancang milik PT.WIKA BETON untuk diameter 60 cm (kelas A1) diperoleh $P=252,7 \text{ Ton}$.

Berdasarkan hasil analisis kekuatan bahan dan kekuatan tanah diambil P terkecil, yaitu = 251,9 Ton.

d. Tiang Pancang Kelompok

Jumlah tiang pancang ditentukan dengan perumusan berikut:

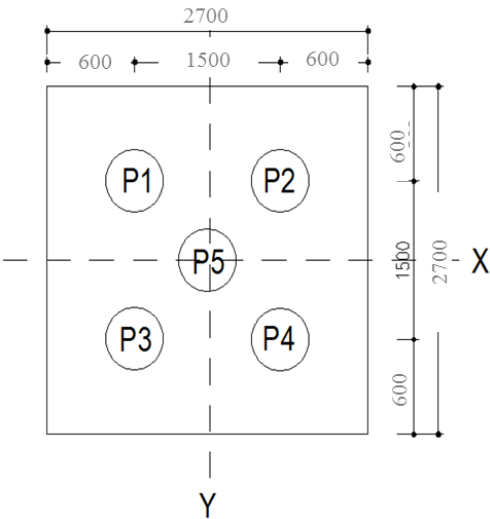
$$\begin{aligned}
 n &= \frac{\Sigma P}{\overline{P} E_k} \\
 &= \frac{577,5}{251,9 \times 0,758} = 3,03 \approx 5 \text{ buah}
 \end{aligned}$$

Maka direncanakan dengan 4 pancang dengan letak tiang pancang pada poer diperlihatkan pada Gambar 4.56.

Syarat jarak antar tiang pancang (s) :

$$2,5D \leq S_x \leq 5D \rightarrow S_x = 2,5D = 2,5 \times 0,6 = 1,5 \text{ m}$$

$$2,5D \leq S_y \leq 5D \rightarrow S_y = 2,5D = 2,5 \times 0,6 = 1,5 \text{ m}$$



Gambar 4. 56. Posisi tiang pancang kolom

e. **Kontrol Beban Aksial Satu Tiang Pancang**

Berdasarkan Gambar 4.79 didapatkan jarak masing-masing tiang pancang terhadap titik berat poer, seperti yang diperlihatkan pada Tabel 4.18.

Tabel 4. 18. Jarak Tiang Pancang Kolom

| Tiang | sumbu (m) | | | |
|-------|-----------|-------|------|--------|
| | x | x2 | y | y2 |
| P1 | 0,75 | 0,563 | 0,75 | 0,5625 |
| P2 | 0,75 | 0,563 | 0,75 | 0,5625 |
| P3 | 0,75 | 0,563 | 0,75 | 0,5625 |
| P4 | 0,75 | 0,563 | 0,75 | 0,5625 |
| P5 | 0 | 0 | 0 | 0 |
| Σ | | 2,25 | | 2,25 |

Gaya yang dipikul oleh masing-masing tiang pancang ditentukan dengan perumusan berikut :

$$P_i = \frac{\Sigma P}{n} \pm \frac{M_{xo} y_{\max}}{\Sigma y^2} \pm \frac{M_{yo} x_{\max}}{\Sigma x^2}$$

$$\begin{aligned} P_{\max} &= \frac{5775}{5} + \frac{331,89 \times 0,75}{2,25} + \frac{733,3 \times 0,75}{2,25} \\ &= 1510,1 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} P_{\min} &= \frac{5775}{5} - \frac{331,89 \times 0,75}{2,25} - \frac{733,3 \times 0,75}{2,25} \\ &= 800 \text{ kN} \end{aligned}$$

Maka, tekanan maksimum satu tiang pancang adalah 1510,1 kN $\leq 2519 \text{ kN}$ \rightarrow OKE

f. Menentukan Efisiensi Aktual

Efisiensi aktual ditentukan dengan menggunakan perumusan dari Converce-Labarre sebagai berikut :

$$\text{Jumlah baris, } (m) = 2$$

$$\text{Jumlah kolom, } (n) = 2$$

$$\begin{aligned} Ek &= 1 - \tan^{-1} \frac{D}{S} \left[\frac{(n-1)m + (m-1)n}{90mn} \right] \\ &= 1 - \tan^{-1} \frac{0,6}{1,5} \left[\frac{(2-1)2 + (2-1)2}{90 \times 2 \times 2} \right] = 0,758 \end{aligned}$$

Sehingga,

$$\begin{aligned}
 Q_{ijin \text{ group}} &= Ek \times Q_{ijin} \text{ 1 tiang} \times n \\
 &= 0,758 \times 251,9 \times 5 \\
 &= 954 \text{ ton} > Pu = 556,5 \text{ ton} \quad \rightarrow \text{OKE}
 \end{aligned}$$

g. Kontrol Terhadap Gaya Lateral

Panjang jepitan kritis tanah terhadap tiang pondasi menurut metode Philipponat dimana kedalaman minimal tanah terhadap tiang pondasi didapat dari harga terbesar dari gaya-gaya berikut :

- Monolayer : 3 meter atau 6 kali diameter
- Multilayer : 1,5 meter atau 3 kali diameter

Perhitungan:

Tanah bersifat multi layer

$$\begin{aligned}
 Le &= \text{panjang penjepitan} \\
 &= 3D \quad = 3 \times 0,6 \quad = 1,8 \text{ m}
 \end{aligned}$$

Arah Y

$$\begin{aligned}
 My &= \frac{Le \times Hx}{n} \quad = \frac{1,8 \times 471,99}{5} \\
 &= 16,9 \text{ Tm}
 \end{aligned}$$

$$My < M_{\text{bending crack}}$$

$$16,9 \text{ Tm} < 17 \text{ Tm} \quad \rightarrow \text{OKE}$$

Arah X

$$M_y = \frac{Le \times H_y}{n} = \frac{1,8 \times 207,43}{5} = 7,47 \text{ Tm}$$

$$M_y < M_{\text{bending crack}}$$

$$7,47 \text{ Tm} < 17 \text{ Tm} \rightarrow \text{OKE}$$

h. Kontrol Tebal Poer Kolom

Perencanaan tebal poer harus memenuhi suatu ketentuan bahwa kekuatan geser nominal harus lebih besar dari geser ponds yang terjadi.

Data Perencanaan Poer :

- Dimensi Kolom = 900 x 900 mm
- Dimensi Poer = 2700 x 2700 x 1200 mm
- Selimut Beton = 75 mm
- Ø Tulangan = 25 mm
- Mutu Beton, ($f'c$) = 35 MPa
- Dimensi tiang pancang = 600 mm
- λ = 1 (Beton Normal)
- α_s = 20 (untuk kolom sudut)
- Rasio sisi panjang terhadap daerah reaksi, (β)

$$\beta = \frac{900}{900} = 1$$

$$d = 1200 - 75 - \frac{25}{2} = 1113 \text{ mm}$$

Cek Geser Ponds 2 Arah Terhadap Poer Kolom

Penampang kritis adalah pada daerah dibawah kolom oleh karena itu, Keliling penampang kritis (b_o) ditentukan dengan perumusan dibawah :

$$\begin{aligned} b_o &= \text{Keliling penampang kritis} \\ &= 2(b_{kolom} + d) + 2(h_{kolom} + d) \\ &= 2(900 + 1113) + 2(900 + 1113) = 8050 \text{ mm} \end{aligned}$$

Berdasarkan SNI 2847-2013, Pasal 11.11.2.1 untuk pondasi tapak non-prategang, (V_c) ditentukan berdasarkan nilai yang terkecil dari poin berikut :

$$\text{a. } V_c = 0,17 \left(1 + \frac{2}{\beta} \right) \lambda \sqrt{f_c'} b_o d$$

$$V_c = 0,17 \left(1 + \frac{2}{1} \right) 1 \times \sqrt{35} \times 8050 \times 1113 = 36027,89 \text{ kN}$$

$$\text{b. } V_c = 0,083 \left(\frac{\alpha_s d}{b_o} + 2 \right) \lambda \sqrt{f_c'} b_o d$$

$$= 20949,69 \text{ kN}$$

$$\text{c. } V_c = 0,33 \lambda \sqrt{f_c'} b_o d$$

$$V_c = 0,33 \sqrt{35} \times 8050 \times 1113$$

$$= 17484,12 \text{ kN}$$

(Menentukan)

Dari ketiga nilai V_c diatas diambil nilai terkecil, maka kapasitas penampang dalam memikul geser 17484,12 kN

$$V_c \geq P_u \text{ kolom}$$

$$17484,12 \text{ kN} \geq 5565,4 \text{ kN} \rightarrow \text{OKE}$$

Sehingga, ketebalan dan ukuran pile cap memenuhi syarat terhadap geser ponds.

Cek Geser Ponds 2 Arah Terhadap Tiang

Penampang kritis adalah pada daerah dibawah kolom oleh karena itu, Keliling penampang kritis (b_o) ditentukan dengan perumusan dibawah :

b_o = Keliling penampang kritis

$$= \pi \times \left(\frac{D+d}{2} \times 2 \right)$$

$$= 5379,98 \text{ mm}$$

Berdasarkan SNI 2847-2013, Pasal 11.11.2.1 untuk pondasi tapak non-prategang, (V_c) ditentukan berdasarkan nilai yang terkecil dari poin berikut :

$$\text{a. } V_c = 0,17 \left(1 + \frac{2}{\beta} \right) \lambda \sqrt{f_c'} b_o d$$

$$= 18058,62 \text{ kN}$$

$$\text{b. } V_c = 0,083 \left(\frac{\alpha_s d}{b_o} + 2 \right) \lambda \sqrt{f_c'} b_o d$$

$$= 18032,55 \text{ kN}$$

$$c. \quad V_c = 0,33\lambda\sqrt{f'_c}b_o d$$

$$= 11684,99 \text{ kN} \quad (\text{Menentukan})$$

Dari ketiga nilai V_c diatas diambil nilai terkecil, maka kapasitas penampang dalam memikul geser 11684,99 kN

$$V_c \geq P_u \text{ tiang}$$

$$11684,5 \text{ kN} \geq 251,9 \text{ kN} \rightarrow \text{OKE}$$

Sehingga, ketebalan dan ukuran pile cap memenuhi syarat terhadap geser ponds.

i. Desain Penulangan Poer Kolom

Desain penulangan lentur poer dianalisis sebagai balok kantilever dengan perletakan jepit pada kolom. Beban yang bekerja adalah beban terpusat dari tiang pancang sebesar P dan berat sendiri poer sebesar q sebagaimana yang diperlihatkan pada Gambar 9.4. Desain penulangan poer kolom akan menggunakan tulangan baja dengan data desain sebagai berikut:

Data Perencanaan :

- Dimensi Poer, $B \times L$ = 2700 x 2700 mm
- Tebal Poer, = 1200 mm
- Mutu Beton, (f'_c) = 35 MPa
- Diameter Tul. Utama (\emptyset) = 25 mm
 - Mutu Baja (f_y) = 400 MPa
 - Elastisitas (E_f) = 200000 MPa
- Tebal Selimut Beton = 75 mm

- Tinggi efektif balok poer

$$d_x = 1200 - 75 - 25/2 = 1113 \text{ mm}$$

$$d_y = 1200 - 75 - 25 - 25/2 = 1088 \text{ mm}$$

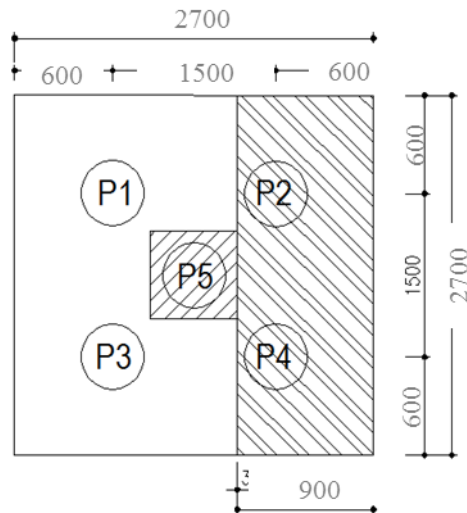
Desain penulangan hanya dianalisis pada salah satu sumbu saja, hal tersebut dilakukan karena bentuk penampang poer yang simetris.

Desain Penulangan Poer

$$\text{Berat Poer, } q_u = 2,7 \times 1,2 \times 2,4 = 7,78 \text{ Ton/m}$$

$$P_t = 2P_{max} = 2 \times 1510 = 3020 \text{ kN}$$

Ilustrasi tersebut diperlihatkan pada Gambar 4.57 momen yang bekerja pada poer.



Gambar 4. 57 Mekanika beban poer kolom

$$\begin{aligned}
 M_u &= (Pt \times e) - \left(\frac{1}{2} q_u e^2 \right) \\
 &= (3020 \times 0,350) - \left(\frac{1}{2} \times 77,78 \times 0,9^2 \right) \\
 &= 1026 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

Penulangan Arah X

$$\rho_{min} = \frac{1,4}{f_y} = \frac{1,4}{400} = 0,0035$$

$$\rho_{min} = 0,25 \sqrt{f_c} = 0,0037$$

$$m = \frac{f_y}{0,85 \times f'_c} = \frac{400}{0,85 \times 35} = 13,4$$

$$R_n = \frac{Mu}{\phi \times b \times d^2} = \frac{1025602353}{0,9 \times 2700 \times 1112,5} = 0,34 \text{ N/mm}$$

$$\begin{aligned}
 \rho_{perlu} &= \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2m \times R_n}{f_y}} \right) \\
 &= 0,0009
 \end{aligned}$$

Cek rasio tulangan

$$\begin{array}{ll}
 \rho_{min} & < & \rho_{perlu} \\
 0,0037 & > & 0,0009
 \end{array}$$

Karena kurang dari ρ_{min} , maka dipakai ρ_{min}

$$A_{Sperlu} = 0,0037 \times 2700 \times 1113 = 11106,5 \text{ mm}^2$$

Syarat spasi antar tulangan

$$S_{maks} \leq 2h$$

$$S_{maks} \leq 1100 \text{ mm}$$

$$S_{perlu} \leq S_{maks}$$

$$\frac{1/4 \pi d^2 b}{A_{Sperlu}} \leq 1100 \text{ mm}$$

$$\frac{1/4 \pi 25^2 \times 2700}{11106,5} \leq 1100 \text{ mm}$$

$$119,33 \text{ mm} < 1100 \text{ mm (memenuhi)}$$

Tulangan pasang

Dicoba pasang tulangan D25 – 100 mm

Syarat

$$A_s \text{ perlu} \leq A_s \text{ pasang}$$

$$11106,5 \text{ mm}^2 \leq \frac{1/4\pi d^2 b}{s \text{ pasang}}$$

$$11106,5 \text{ mm}^2 \leq \frac{1/4\pi 25^2 2700}{100}$$

$$11106,5 \text{ mm}^2 \leq 13254 \text{ mm}^2 \text{ (memenuhi)}$$

Maka, digunakan tulangan D25 – 100 pada penulangan arah X.

Penulangan Arah Y

$$\rho_{min} = \frac{1,4}{f_y} = \frac{1,4}{400} = 0,0035$$

$$\rho_{min} = 0,25\sqrt{f_c} = 0,0037$$

$$m = \frac{f_y}{0,85 \times f'_c} = \frac{400}{0,85 \times 35} = 13,4$$

$$R_n = \frac{Mu}{\phi \times b \times d^2} = \frac{1025602353}{0,9 \times 2700 \times 1087,5} = 0,36 \text{ N/mm}$$

$$\begin{aligned} \rho_{perlu} &= \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2m \times R_n}{f_y}} \right) \\ &= 0,0009 \end{aligned}$$

Cek rasio tulangan

$$\begin{array}{cc} \rho_{min} & < & \rho_{perlu} \\ 0,0037 & > & 0,0009 \end{array}$$

Karena kurang dari ρ_{min} , maka dipakai ρ_{min}

$$A_{s_{perlu}} = 0,0037 \times 2700 \times 1113 = 11106,5 \text{ mm}^2$$

Syarat spasi antar tulangan

$$S_{maks} \leq 2h$$

$$S_{maks} \leq 1100 \text{ mm}$$

$$S_{perlu} \leq S_{maks}$$

$$\frac{1/4\pi d^2 b}{A_{sperlu}} \leq 1100 \text{ mm}$$

$$\frac{1/4\pi 25^2 5700}{22920,2} \leq 1100 \text{ mm}$$

$$122,1 \text{ mm} < 1100 \text{ mm (memenuhi)}$$

Tulangan pasang

Dicoba pasang tulangan D25 – 100 mm

Syarat

$$A_s \text{ perlu} \leq A_s \text{ pasang}$$

$$11106,5 \text{ mm}^2 \leq \frac{1/4\pi d^2 b}{s_{pasang}}$$

$$11106,5 \text{ mm}^2 \leq \frac{1/4\pi 25^2 2700}{100}$$

$$11106,5 \text{ mm}^2 \leq 13253,6 \text{ mm}^2 \text{ (memenuhi)}$$

Maka, digunakan tulangan D25 – 100 pada penulangan arah Y.

Cek terhadap panjang penyaluran kolom

Panjang lewatan minimum untuk sambungan lewatan tekan adalah $0,07 \times f_y \times d_b$, untuk $f_y = 400 \text{ Mpa}$ atau kurang, tetapi tidak kurang dari 300 mm

$$0,07 \times f_y \times d_b \geq 300 \text{ mm}$$

$$0,07 \times 400 \times 25 \geq 300 \text{ mm}$$

$$700 \text{ mm} > 300 \text{ mm (memenuhi)}$$

Bengkokan 90° ditambah perpanjangan $12d_b$ pada ujung bebas kait

$$12d_b = 12 \times 25$$

$$= 300 \text{ mm}$$

$$L_d \text{ vertical} = 700 \text{ mm} - 300 \text{ mm}$$

$$= 400 \text{ mm}$$

Syarat,

$$h > L_d \text{ vertical}$$

$$1200 \text{ mm} > 400 \text{ mm (memenuhi)}$$

Desain Penyaluran Tulangan Pada Tiang Pancang

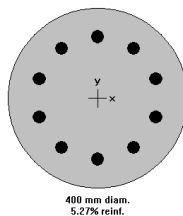
Penyaluran tulangan untuk diteruskan pada tiang pancang direncanakan menggunakan tulangan baja berdiameter D29. Pada perencanaan tulangan ini direncanakan dengan program bantu PcaColoumn dengan menggunakan Paktual dari output SAP2000 dan dibagi rata dengan jumlah tiang pancang yang digunakan, sedangkan untuk momen didapatkan dari gaya lateral yang terjadi. Berikut perinciannya :

$$P = 1510 \text{ kN}$$

$$M_x = 75 \text{ kNm}$$

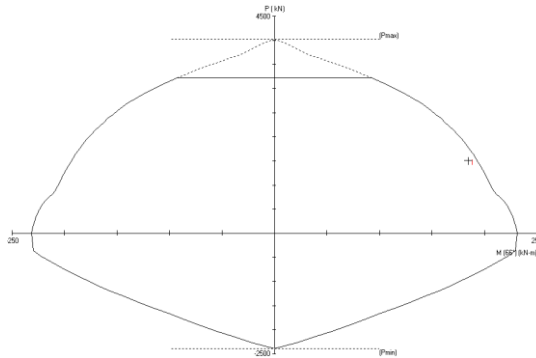
$$M_y = 169 \text{ kNm}$$

Untuk desain penulangan lentur tiang pancang akan digunakan program bantu PcaColoumn dengan memasukkan gaya dalam berfaktor dan merencanakan diameter serta jumlah tulangan yang akan digunakan. Dari *trial and error* dengan program bantu PcaColoumn didapatkan konfigurasi tulangan 10D29, seperti pada Gambar 4.58.



Gambar 4. 58. Penampang tiang pancang

Hasil output dari program PcaColoumn berupa diagram interaksi seperti ditunjukkan pada Gambar 4.59



Gambar 4. 59. Diagram interaksi tiang pancang

Tulangan Sengkang

Jarak maksimum

$$S1 = d/2 = 335/2 = 167,5 \text{ mm}$$

$$S2 = \frac{A_v \times f_y}{0,35 b_w} = \frac{157,1 \times 400}{0,35 \times 400} = 448,8 \text{ mm}$$

$$S3 = \frac{A_v \times f_y}{0,062 \sqrt{f_c} b_w} = \frac{157,1 \times 400}{0,062 \times \sqrt{35} \times 400} = 428,2 \text{ mm}$$

$$S4 < 600 \text{ mm}$$

Dari syarat di atas maka diambil jarak antar sengkang sebesar 100 mm. Sehingga dipasang sengkang D10-100 mm

Panjang Penyaluran Kolom

Panjang lewatan minimum untuk sambungan lewatan tekan adalah $0,07 \times f_y \times d_b$ dengan $f_y = 400 \text{ Mpa}$ atau kurang, tetapi tidak kurang dari 300 mm

$$0,07 \times f_y \times d_b \geq 300 \text{ mm}$$

$$0,07 \times 400 \times 25 \geq 300 \text{ mm}$$

$$700 \text{ mm} \geq 300 \text{ mm}$$

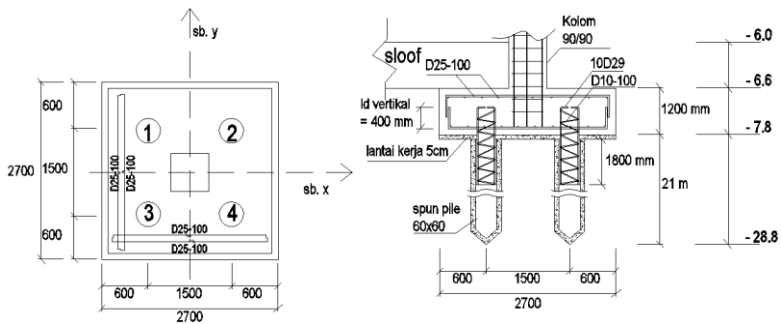
Bengkokan 90° ditambah perpanjangan 12db pada ujung beban kait sebesar

$$12db = 12 \times 25 \text{ mm} \\ = 300 \text{ mm}$$

$$\text{Maka, } L_d \text{ vertikal} = 700 \text{ mm} - 300 \text{ mm} \\ = 400 \text{ mm}$$

Syarat, $h > L_d \text{ vertikal}$

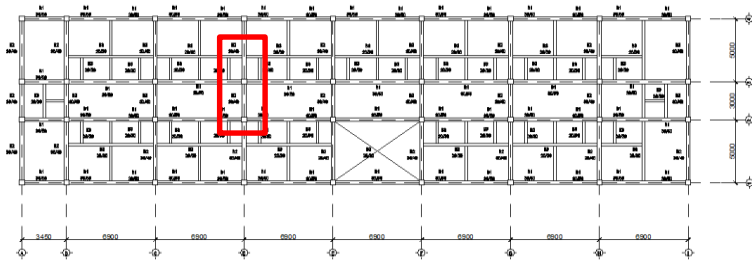
$$1000 \text{ mm} > 400 \text{ mm} \dots (\text{memenuhi})$$



Gambar 4. 60. Detail penulangan tiang pancang

4.8.2.2 Perhitungan Tiang Pancang dan Pondasi Tipe PC 2

Desain tiang pancang kolom yang akan dianalisis adalah pada kolom AS 2-D sebagaimana ditunjukkan pada Gambar 4..



Gambar 4.60. Denah Struktur Gedung

a. Data Perencanaan

Data-data dalam perencanaan pondasi adalah :

- Kedalaman tiang pancang $= 21 \text{ m}$
- Diameter tiang pancang, d $= 60 \text{ cm}$
- Keliling tiang pancang (A_s) $= \pi \times d \times 21 = 39,58 \text{ m}$
- Luas tiang pancang (A_p) $= \frac{1}{4} \times \pi \times d^2$
 $= \frac{1}{4} \times \pi \times 60^2$
 $= 2827,43 \text{ cm}^2$

Direncanakan poer dengan dimensi :

$$\begin{aligned} L &= 5,7 \text{ m} \\ B &= 2,7 \text{ m} \\ t &= 1,2 \text{ m} \end{aligned}$$

Digunakan tiang pancang produksi WIKA kelas A1.
 Dengan tekanan ijin sebesar 252,7 Ton.

b. Beban Pada Tiang Pancang

Dari hasil analisis struktur didapatkan gaya-gaya dalam yang bekerja pada pondasi seperti yang diperlihatkan pada Tabel 4.18.

Tabel 4. 18. Reaksi Kolom AS 2-D

| TABLE: Joint Reactions | | | | | | |
|------------------------|----------------------|---------|-------|-------|--------|------|
| Joint | OutputCase | P | FX | FY | MX | MY |
| Text | Text | KN | KN | KN | KN-m | KN-m |
| K1 JOINT 22 | 1DL + 1LL | 6048,57 | 6,68 | 2,31 | 68,02 | 6,09 |
| | 1 DL + 1LL + QUAKE X | 6199,55 | 38,99 | 26,33 | 10,73 | 4,29 |
| | 1DL + 1LL + QUAKE Y | 6617,29 | 38,51 | 62,75 | 145,73 | 7,11 |
| K2 JOINT 38 | 1DL + 1LL | 6164,68 | 1,63 | 4,78 | 76,21 | 3,50 |
| | 1 DL + 1LL + QUAKE X | 6315,59 | 49,90 | 18,69 | 133,81 | 6,58 |
| | 1DL + 1LL + QUAKE Y | 6733,58 | 44,97 | 55,84 | 291,24 | 0,91 |

Pada desain tiang pancang ini akan digunakan kombinasi terbesar dari beban tetap dan beban sementara. Berdasarkan hal tersebut maka digunakan kombinasi beban sementara sebagai acuan gaya dalam untuk desain pondasi. Oleh karena itu, didapat momen pada dasar poer, sebagai berikut :

$$M_{xo} = M_x + F_y \times t = 438,97 + (118,6 \times 1,2) = 579 \text{ kNm}$$

$$M_{yo} = M_y + F_x \times t = 10,9 + (88,9 \times 1,2) = 118 \text{ kNm}$$

$$P_{max} = K1 + K2 = 6617,3 + 6733,6 = 13350,9 \text{ kN}$$

Beban vertikal yang berkerja akibat pengaruh beban sementara dan beban sendiri poer sebagai berikut :

- Berat sendiri poer
 $5,7 \times 2,7 \times 1,2 \times 24 = 443,23 \text{ kN}$
- Beban aksial kolom
 Beban tetap, P $\underline{= 13351 \text{ kN}}$

$$\sum P = 13794 \text{ kN}$$

c. Daya Dukung Ijin Satu Tiang

Daya dukung ijin satu tiang pancang dianalisis berdasarkan nilai N-SPT dari hasil SPT dengan menggunakan perumusan WKA.

Berdasarkan metode Mayerhoff

$$Q_u = Q_p + Q_s$$

$$Q_u = (40 \times N \times A_p) + \left(\frac{N_{av} \times A_s}{5} \right)$$

Dimana :

- Qu : Daya dukung ultimate tiang (ton)
 Qijin : Daya dukung ijin tiang (ton)
 Qp : Daya dukung ujung tiang (ton)
 Qs : Daya dukung selimut tiang (ton)
 N : Nilai SPT pada ujung tiang (blow/m)
 Nav : Nilai rata-rata SPT sepanjang tiang (blow/m)
 Ap : Luas permukaan ujung tiang (m²)
 As : Luas selimut tiang (m³)

Nilai SPT pada ujung tiang

$$\begin{aligned}
 N &= 18 \text{ blow/feet} \\
 &= \frac{18}{0,3408} = 52,82 \text{ blow/m}
 \end{aligned}$$

Nilai rata-rata SPT sepanjang tiang

$$\begin{aligned}
 N_{av} &= \frac{0+2+3+3+24+16+18}{7} = 8 \text{ blow/feet} \\
 &= \frac{8}{0,3408} = 23,47 \text{ blow/m}
 \end{aligned}$$

(keterangan : 1 feet = 0,3408 m)

Daya dukung ultimate tiang

$$Q_u = Q_p + Q_s$$

$$Q_u = (40 \times N \times A_p) + \left(\frac{N_{av} \times A_s}{5} \right)$$

$$Q_u = (40 \times 52,82 \text{ blow/m} \times 0,28 \text{ m}^2) + \left(\frac{23,47 \frac{\text{blow}}{\text{m}} \times 39,58 \text{ m}^2}{5} \right)$$

$$Q_u = 755,9 \text{ ton}$$

Daya dukung ijin tiang

$$\begin{aligned}
 P_{ijin} &= \frac{Q_u}{F_s} \\
 &= \frac{755,9}{3} = 251,9 \text{ ton}
 \end{aligned}$$

Kekuatan bahan berdasarkan data tiang pancang milik PT.WIKA BETON untuk diameter 60 cm (kelas A1) diperoleh $P=252,7 \text{ Ton}$.

Berdasarkan hasil analisis kekuatan bahan dan kekuatan tanah diambil P terkecil, yaitu = 251,9 Ton.

d. Tiang Pancang Kelompok

Jumlah tiang pancang ditentukan dengan perumusan berikut:

$$n = \frac{\Sigma P}{\bar{P} E_k}$$

$$= \frac{1379,4}{251,9 \times 0,697} = 7,85 \approx 8 \text{ buah}$$

Maka direncanakan dengan 4 pancang dengan letak tiang pancang pada poer diperlihatkan pada Gambar 4.80.

Syarat jarak antar tiang pancang (s) :

$$2,5D \leq S_x \leq 5D \rightarrow S_x = 2,5D = 2,5 \times 0,6 = 1,5 \text{ m}$$

$$2,5D \leq S_y \leq 5D \rightarrow S_y = 2,5D = 2,5 \times 0,6 = 1,5 \text{ m}$$

e. Kontrol Beban Aksial Satu Tiang Pancang

Berdasarkan Gambar didapatkan jarak masing-masing tiang pancang terhadap titik berat poer, seperti yang diperlihatkan pada Tabel 4.19

Tabel 4. 19. Jarak Tiang Pancang Kolom

| Tiang | sumbu (m) | | | |
|-------|-----------|----------------|------|----------------|
| | x | x ² | y | y ² |
| P1 | 0,75 | 0,5625 | 0,75 | 0,5625 |
| P2 | 0,75 | 0,5625 | 0,75 | 0,5625 |
| P3 | 0,75 | 0,5625 | 0,75 | 0,5625 |
| P4 | 0,75 | 0,5625 | 0,75 | 0,5625 |
| P5 | 0,75 | 0,5625 | 0,75 | 0,5625 |
| P6 | 0,75 | 0,5625 | 0,75 | 0,5625 |
| P7 | 0,75 | 0,5625 | 0,75 | 0,5625 |
| P8 | 0,75 | 0,5625 | 0,75 | 0,5625 |
| Σ | | 4,5 | | 4,5 |

Gaya yang dipikul oleh masing-masing tiang pancang ditentukan dengan perumusan berikut :

$$P_i = \frac{\Sigma P}{n} \pm \frac{M_{xo} y_{\max}}{\Sigma y^2} \pm \frac{M_{yo} x_{\max}}{\Sigma x^2}$$

$$P_{\max} = \frac{13794}{8} + \frac{579,27 \times 0,75}{4,5} + \frac{117,5 \times 0,75}{4,5}$$

$$= 1840,4 \text{ kN}$$

$$P_{\min} = \frac{13794}{8} - \frac{579,27 \times 0,75}{4,5} - \frac{117,5 \times 0,75}{4,5}$$

$$= 1608,1 \text{ kN}$$

Maka, tekanan maksimum satu tiang pancang adalah 1840,4
 $kN \leq 2519 \text{ kN} \rightarrow \text{OKE}$

f. Menentukan Efisiensi Aktual

Efisiensi aktual ditentukan dengan menggunakan perumusan dari Converce-Labarre sebagai berikut :

Jumlah baris, (m) $= 2$

Jumlah kolom, (n) $= 4$

$$Ek = 1 - \tan^{-1} \frac{D}{S} \left[\frac{(n-1)m + (m-1)n}{90mn} \right]$$

$$= 1 - \tan^{-1} \frac{0,6}{1,5} \left[\frac{(4-1)2 + (2-1)4}{90 \times 2 \times 4} \right] = 0,697$$

Sehingga,

$$\begin{aligned} Q_{ijin \text{ group}} &= Ek \times Q_{ijin \text{ 1 tiang}} \times n \\ &= 0,697 \times 251,9 \times 8 \\ &= 1405 \text{ ton} > Pu = 1525 \text{ ton} \rightarrow \text{OKE} \end{aligned}$$

g. Kontrol Terhadap Gaya Lateral

Panjang jepitan kritis tanah terhadap tiang pondasi menurut metode Philipponat dimana kedalaman minimal tanah terhadap tiang pondasi didapat dari harga terbesar dari gaya-gaya berikut :

- Monolayer : 3 meter atau 6 kali diameter
- Multilayer : 1,5 meter atau 3 kali diameter

Perhitungan:

Tanah bersifat multi layer

$$\begin{aligned} Le &= \text{panjang penjepitan} \\ &= 3D = 3 \times 0,6 = 1,8 \text{ m} \end{aligned}$$

Arah Y

$$\begin{aligned} My &= \frac{Le \times Hx}{n} = \frac{1,8 \times 8,89}{8} \\ &= 2 \text{ Tm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} My &< M_{\text{bending crack}} \\ 2 \text{ Tm} &< 17 \text{ Tm} \rightarrow \text{OKE} \end{aligned}$$

Arah X

$$\begin{aligned} My &= \frac{Le \times Hy}{n} = \frac{1,8 \times 11,86}{8} \\ &= 2,67 \text{ Tm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} My &< M_{\text{bending crack}} \\ 2,67 \text{ Tm} &< 17 \text{ Tm} \rightarrow \text{OKE} \end{aligned}$$

h. Kontrol Tebal Poer Kolom

Perencanaan tebal poer harus memenuhi suatu ketentuan bahwa kekuatan geser nominal harus lebih besar dari geser ponds yang terjadi.

Data Perencanaan Poer :

- Dimensi Kolom = 900 x 900 mm
- Dimensi Poer = 5700 x 2700 x 1200 mm
- Selimut Beton = 75 mm
- Ø Tulangan = 25 mm
- Mutu Beton, ($f'c$) = 35 MPa
- Dimensi tiang pancang = 600 mm

- $\lambda = 1$ (Beton Normal)
- $\alpha_s = 40$
- Rasio sisi panjang terhadap daerah reaksi, (β)

$$\beta = \frac{900}{900} = 1$$

$$d = 1200 - 75 - \frac{25}{2} = 1113 \text{ mm}$$

Cek Geser Ponds 2 Arah Terhadap Kolom

Penampang kritis adalah pada daerah dibawah kolom oleh karena itu, Keliling penampang kritis (b_o) ditentukan dengan perumusan dibawah :

$$\begin{aligned} b_o &= \text{Keliling penampang kritis} \\ &= 2(b_{kolom} + d) + 2(h_{kolom} + d) \\ &= 2(900 + 1113) + 2(900 + 1113) = 8050 \text{ mm} \end{aligned}$$

Berdasarkan SNI 2847-2013, Pasal 11.11.2.1 untuk pondasi tapak non-prategang, (V_c) ditentukan berdasarkan nilai yang terkecil dari poin berikut :

$$\text{a. } V_c = 0,17 \left(1 + \frac{2}{\beta} \right) \lambda \sqrt{f_c'} b_o d$$

$$V_c = 0,17 \left(1 + \frac{2}{1} \right) 1 \times \sqrt{35} \times 8050 \times 1113 = 36027,89 \text{ kN}$$

$$\begin{aligned} \text{b. } V_c &= 0,083 \left(\frac{\alpha_s d}{b_o} + 2 \right) \lambda \sqrt{f_c'} b_o d \\ &= 33104,33 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{c. } V_c &= 0,33 \lambda \sqrt{f_c'} b_o d \\ V_c &= 0,33 \sqrt{35} \times 8050 \times 1113 \\ &= 17484,12 \text{ kN} \end{aligned}$$

(Menentukan)

Dari ketiga nilai V_c diatas diambil nilai terkecil, maka kapasitas penampang dalam memikul geser 17484,12 kN

$$\begin{aligned} V_c &\geq P_u \text{ kolom} \\ 17484,12 \text{ kN} &\geq 13351 \text{ kN} \rightarrow \text{OKE} \end{aligned}$$

Sehingga, ketebalan dan ukuran pile cap memenuhi syarat terhadap geser ponds.

Cek Geser Ponds 2 Arah Terhadap Tiang

Penampang kritis adalah pada daerah dibawah kolom oleh karena itu, Keliling penampang kritis (b_o) ditentukan dengan perumusan dibawah :

$$\begin{aligned} b_o &= \text{Keliling penampang kritis} \\ &= \pi \times \left(\frac{D+d}{2} \times 2 \right) \\ &= 5379,98 \text{ mm} \end{aligned}$$

Berdasarkan SNI 2847-2013, Pasal 11.11.2.1 untuk pondasi tapak non-prategang, (V_c) ditentukan berdasarkan nilai yang terkecil dari poin berikut :

$$\begin{aligned} \text{a. } V_c &= 0,17 \left(1 + \frac{2}{\beta} \right) \lambda \sqrt{f'c} b_o d \\ &= 18058,62 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{b. } V_c &= 0,083 \left(\frac{\alpha_s d}{b_o} + 2 \right) \lambda \sqrt{f'c} b_o d \\ &= 30187,19 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{c. } V_c &= 0,33 \lambda \sqrt{f'c} b_o d \\ &= 11684,99 \text{ kN} \quad \text{(Menentukan)} \end{aligned}$$

Dari ketiga nilai V_c diatas diambil nilai terkecil, maka kapasitas penampang dalam memikul geser 11684,99 kN

$$V_c \geq P_u \text{ tiang}$$

$$11684,5 \text{ kN} \geq 251,9 \text{ kN} \rightarrow \text{OKE}$$

Sehingga, ketebalan dan ukuran pile cap memenuhi syarat terhadap geser ponds.

i. Desain Penulangan Poer Kolom

Desain penulangan lentur poer dianalisis sebagai balok kantilever dengan perletakan jepit pada kolom. Beban yang bekerja adalah beban terpusat dari tiang pancang sebesar P dan

berat sendiri poer sebesar q sebagaimana yang diperlihatkan pada Gambar 9.4. Desain penulangan poer kolom akan menggunakan tulangan baja dengan data desain sebagai berikut:

Data Perencanaan :

- Dimensi Poer, $B \times L$ $= 5700 \times 2700 \text{ mm}$
- Tebal Poer, $= 1200 \text{ mm}$
- Mutu Beton, $(f'c)$ $= 35 \text{ MPa}$
- Diameter Tul. Utama (\emptyset) $= 25 \text{ mm}$
 - Mutu Baja (f_y) $= 400 \text{ MPa}$
 - Elastisitas (E_f) $= 200000 \text{ MPa}$
- Tebal Selimut Beton $= 75 \text{ mm}$
- Tinggi efektif balok poer
 - d_x $= 1200 - 75 - 25/2 = 1113 \text{ mm}$
 - d_y $= 1200 - 75 - 25 - 25/2 = 1088 \text{ mm}$

Desain Penulangan Poer

$$\text{Berat Poer, } q_u = 5,7 \times 1,2 \times 2,4 = 16,42 \text{ Ton/m}$$

$$P_t = 2P_{\max} = 2 \times 1840,4 = 3681 \text{ kN}$$

Ilustrasi tersebut diperlihatkan pada Gambar 4.81 momen yang bekerja pada poer.

$$M_u = (P_t \times e) - \left(\frac{1}{2} q_u e^2 \right)$$

$$= (3681 \times 0,350) - \left(\frac{1}{2} \times 164,2 \times 0,9^2 \right)$$

$$= 1222 \text{ kNm}$$

Penulangan Arah X

$$\rho_{min} = \frac{1,4}{f_y} = \frac{1,4}{400} = 0,0035$$

$$\rho_{min} = 0,25\sqrt{fc} = 0,0037$$

$$m = \frac{f_y}{0,85 \times f'_c} = \frac{400}{0,85 \times 35} = 13,4$$

$$R_n = \frac{Mu}{\phi \times b \times d^2} = \frac{1221796760}{0,9 \times 2700 \times 1112,5} = 0,192 \text{ N/mm}$$

$$\rho_{perlu} = \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2m \times R_n}{f_y}} \right)$$

$$= 0,0005$$

Cek rasio tulangan

$$\rho_{min} < \rho_{perlu}$$

$$0,0037 > 0,0005$$

Karena kurang dari ρ_{min} , maka dipakai ρ_{min}

$$A_{S_{perlu}} = 0,0037 \times 2700 \times 1113 = 11106,5 \text{ mm}^2$$

Syarat spasi antar tulangan

$$S_{maks} \leq 2h$$

$$S_{maks} \leq 1100 \text{ mm}$$

$$S_{perlu} \leq S_{maks}$$

$$\frac{1/4\pi d^2 b}{A_{sperlu}} \leq 1100 \text{ mm}$$

$$\frac{1/4\pi 25^2 2700}{11106,5} \leq 1100 \text{ mm}$$

$$119,33 \text{ mm} < 1100 \text{ mm (memenuhi)}$$

Tulangan pasang

Dicoba pasang tulangan D25 – 100 mm

Syarat

$$A_s \text{ perlu} \leq A_s \text{ pasang}$$

$$11106,5 \text{ mm}^2 \leq \frac{1/4\pi d^2 b}{s_{pasang}}$$

$$11106,5 \text{ mm}^2 \leq \frac{1/4\pi 25^2 2700}{100}$$

$$11106,5 \text{ mm}^2 \leq 13254 \text{ mm}^2 \text{ (memenuhi)}$$

Maka, digunakan tulangan D25–100 pada penulangan arah X.

Penulangan Arah Y

$$\rho_{min} = \frac{1,4}{f_y} = \frac{1,4}{400} = 0,0035$$

$$\rho_{min} = 0,25\sqrt{f_c} = 0,0037$$

$$m = \frac{f_y}{0.85 \times f'_c} = \frac{400}{0.85 \times 35} = 13,4$$

$$Rn = \frac{Mu}{\phi \times b \times d^2} = \frac{1221795760}{0,9 \times 5700 \times 1087,5} = 0,192 \text{ N/mm}$$

$$\begin{aligned} \rho_{\text{perlu}} &= \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2m \times Rn}{f_y}} \right) \\ &= 0,0005 \end{aligned}$$

Cek rasio tulangan

$$\begin{aligned} \rho_{\text{min}} &< \rho_{\text{perlu}} \\ 0,0037 &> 0,0005 \end{aligned}$$

Karena kurang dari ρ_{min} , maka dipakai ρ_{min}

$$A_{\text{Sperlu}} = 0,0037 \times 5700 \times 1088 = 22920,2 \text{ mm}^2$$

Syarat spasi antar tulangan

$$S_{\text{maks}} \leq 2h$$

$$S_{\text{maks}} \leq 1100 \text{ mm}$$

$$S_{\text{perlu}} \leq S_{\text{maks}}$$

$$\frac{1/4\pi d^2 b}{A_{\text{Sperlu}}} \leq 1100 \text{ mm}$$

$$\frac{1/4\pi 25^2 5700}{22920,2} \leq 1100 \text{ mm}$$

$$122,1 \text{ mm} < 1100 \text{ mm (memenuhi)}$$

Tulangan pasang

Dicoba pasang tulangan D25 – 120 mm

Syarat

$$\text{As perlu} \leq \text{As pasang}$$

$$22920,2 \text{ mm}^2 \leq \frac{1/4\pi d^2 b}{s_{pasang}}$$

$$22920,2 \text{ mm}^2 \leq \frac{1/4\pi 25^2 5700}{120}$$

$$22920,2 \text{ mm}^2 \leq 23316,5 \text{ mm}^2 \text{ (memenuhi)}$$

Maka, digunakan tulangan D25–120 pada penulangan arah Y.

Cek terhadap panjang penyaluran kolom

Panjang lewatan minimum untuk sambungan lewatan tekan adalah $0,07 \times f_y \times d_b$, untuk $f_y = 400 \text{ Mpa}$ atau kurang, tetapi tidak kurang dari 300 mm

$$0,07 \times f_y \times d_b \geq 300 \text{ mm}$$

$$0,07 \times 400 \times 25 \geq 300 \text{ mm}$$

$$700 \text{ mm} > 300 \text{ mm (memenuhi)}$$

Bengkokan 90° ditambah perpanjangan 12db pada ujung bebas kait

$$12db = 12 \times 25$$

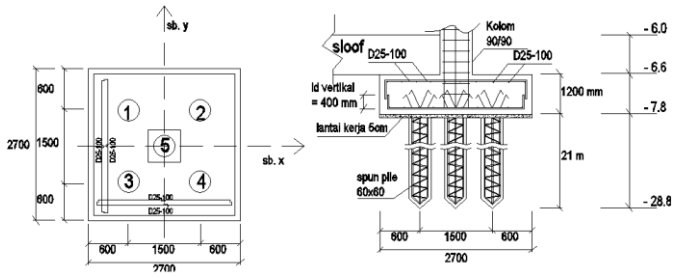
$$= 300 \text{ mm}$$

$$L_d \text{ vertical} = 700 \text{ mm} - 300 \text{ mm}$$

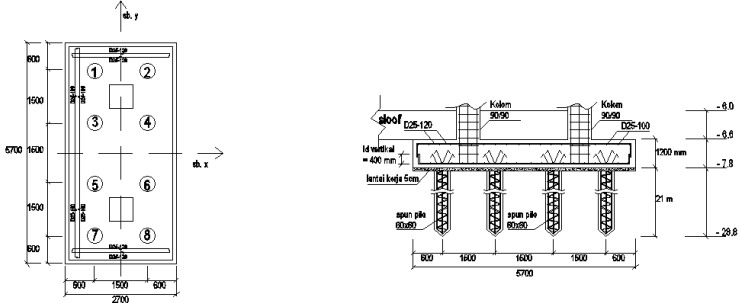
$$= 400 \text{ mm}$$

Syarat,

$h > L_d \text{ vertical}$
 $1200 \text{ mm} > 400 \text{ mm (memenuhi)}$



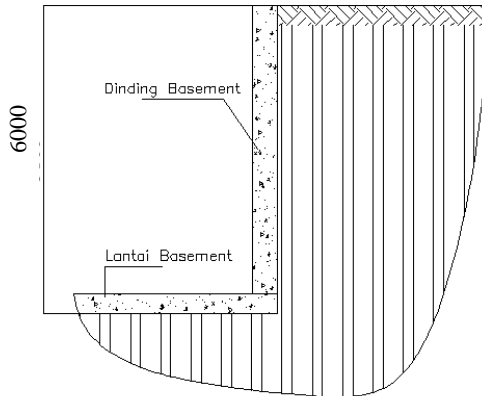
Gambar 4. 62 Penulangan pilecap tipe 1



Gambar 4. 63 Penulangan pilecap tipe 2

4.8.3 Perencanaan Basement

Dinding basement adalah dinding beton yang berfungsi menahan gaya lateral yang terjadi akibat tekanan tanah seperti pada Gambar 4.63. Untuk hubungan antara parameter tanah dan juga konsistensi tanah dapat dilihat pada Tabel 4.20 dan 4.21.



Gambar 4.63. Sketsa Dinding Basement

➤ Data Perencanaan

| | |
|-------------------|-------------------------|
| Tebal pelat | = 40 cm |
| Selimut beton | = 70 mm |
| Tinggi Basement | = 6000 mm (2 lantai) |
| F_c' | = 35 Mpa |
| F_y | = 400 Mpa |
| Diameter tulangan | = 19 mm |
| d | = $400 - 70 - 19 = 9,5$ |
| | = 301,5 |

Tabel 4. 20. Tabel Hubungan antara Parameter Tanah
(J.E Bowless, 1984)

| | Cohesionless Soil / Sol Pulverent | | | | |
|-------------|-----------------------------------|-------|--------|--------|------------|
| N (blows) | 0-3 | 4-10 | 11-30 | 31-50 | >50 |
| γ (kN/m³) | - | 12-16 | 14-18 | 16-20 | 18-23 |
| Φ | - | 25-32 | 28-36 | 30-40 | >35 |
| State | Very Loose | Loose | Medium | Dense | Very Dense |
| Dr (%) | 0-15 | 15-35 | 35-65 | 65-85 | 85-100 |
| | Cohesive Soil / Soil Coherent | | | | |
| N (blows) | <4 | 4-6 | 6-15 | 16-25 | >25 |
| γ (kN/m³) | 14-18 | 16-18 | 16-18 | 16-20 | >20 |
| qu (kN/m²) | <25 | 20-50 | 30-60 | 40-200 | >100 |
| Consistency | Very Soft | Soft | Medium | Stiff | Hard |

Tabel 4. 21. Konsistensi Tanah (Untuk Tanah Dominan Lanau dan Lempung)

| Konsistensi Tanah | Taksiran Harga Kekuatan Geser Undrained, Cu | | | | Taksiran Harga SPT, harga N | | Taksiran Harga Tahanan Conus, qc (Dari Sondir) | | | |
|---|---|--------|--------|--------|-----------------------------|------|--|-------|--------|--------|
| | Kpa | | ton/m2 | | | | kg/cm2 | | Kpa | |
| Sangat Lunak (Very Soft) | 0 | - 12,5 | 0 | - 1,25 | 0 | - 2 | 0 | - 2,5 | 0 | - 250 |
| Lunak (Soft) | 12,5 | - 25 | 1,25 | - 2,5 | 2 | - 4 | 2,5 | - 5 | 250 | - 500 |
| Menengah (medium) | 25 | - 50 | 2,5 | - 5 | 4 | - 8 | 5 | - 10 | 500 | - 1000 |
| Kaku (Stiff) | 50 | - 100 | 5 | - 10 | 8 | - 15 | 10 | - 20 | 1000 | - 2000 |
| Sangat Kaku (very Stiff) | 100 | - 200 | 10 | - 20 | 15 | - 30 | 20 | - 40 | 2000 | - 4000 |
| Keras (Hard) | > 200 | | > 20 | | > 30 | | > 40 | | > 4000 | |
| Sumber : Mochtar (2006), revised (2012) | | | | | | | | | | |

Diketahui:

| kedalaman (m) | Jenis Tanah | nilai N | γt | C | Ø |
|------------------|------------------|---------|---------|--------|----|
| | | | kg/m3 | kg/m2 | |
| | | | | | |
| 1-3 | Lempung Berlanau | 0 | 1019,72 | 625,00 | 0 |
| | | | | | |
| 3-6 | Pasir Berlanau | 5 | 1733,52 | 0,00 | 29 |

Nilai N-SPT = 5 (pada kedalaman – 3-6 m)

Jenis Tanah = Lempung Berlanau

$$\gamma_t = 16 + \frac{5 - 4}{6 - 4} (18 - 16) = 17,33 \text{ kN/m}^3$$

$$C = \frac{0+1,25}{2} \times 1000 = 625 \text{ kg/m}^2$$

Tekanan tanah lateral untuk kondisi tanah aktif

$$K_a = \tan^2 \left(45 - \frac{\phi}{2} \right) = \tan^2 \left(45 - \frac{0}{2} \right) = 1$$

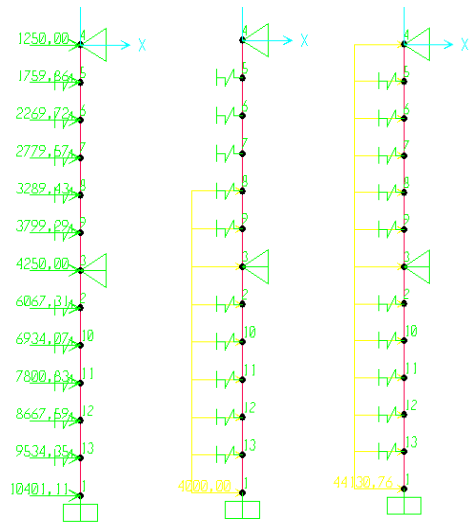
σ_a = tekanan lateral oleh tanah

$$\begin{aligned} \sigma_a &= (\sigma_v \cdot K_a + 2 c \sqrt{K_a}) \times L_{\text{basement}} \\ &= (\gamma \cdot H \cdot K_a + 2 c \sqrt{K_a}) \times 1 \text{ m} \end{aligned}$$

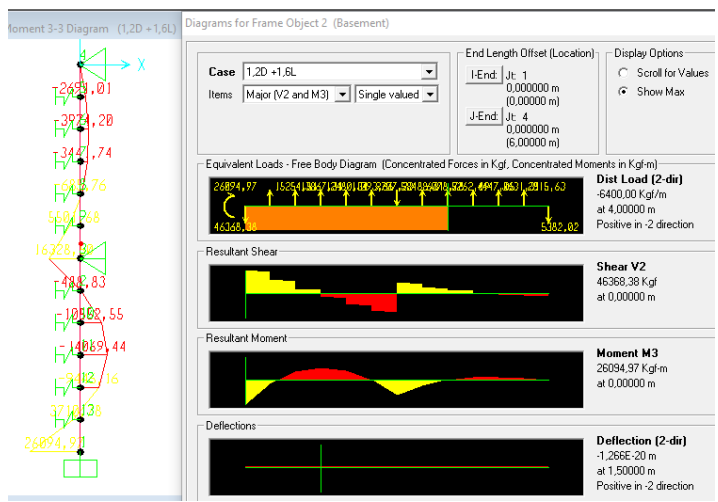
Hasil dari perhitungan tegangan horizontal yang terjadi dapat dilihat pada Tabel 4.22. selanjutnya dilakukan permodelan dengan menggunakan program bantu SAP 2000 untuk mendapatkan momen yang terjadi pada dinding basement yang dapat dilihat pada Gambar 4.64 dan Gambar 4.65.

Tabel 4. 22. Rekapitulasi Perhitungan σ_h

| H_{BASEMENT} | $\gamma \cdot H \cdot K \cdot L$ | $2 \cdot c \cdot \sqrt{ka} \cdot L$ | σ_a |
|-----------------------|----------------------------------|-------------------------------------|-------------------|
| m | kg/m ² | kg/m ² | kg/m ² |
| 0 | 0,00 | 1250,00 | 1250,00 |
| 0,5 | 509,86 | 1250,00 | 1759,86 |
| 1 | 1019,72 | 1250,00 | 2269,72 |
| 1,5 | 1529,57 | 1250,00 | 2779,57 |
| 2 | 2039,43 | 1250,00 | 3289,43 |
| 2,5 | 2549,29 | 1250,00 | 3799,29 |
| 3 | 3059,15 | 1250,00 | 4309,15 |
| 3,5 | 6067,31 | 0,00 | 6067,31 |
| 4 | 6934,07 | 0,00 | 6934,07 |
| 4,5 | 7800,83 | 0,00 | 7800,83 |
| 5 | 8667,59 | 0,00 | 8667,59 |
| 5,5 | 9534,35 | 0,00 | 9534,35 |
| 6 | 10401,11 | 0,00 | 10401,11 |



Gambar 4. 64. Gaya tanah dan air yang bekerja



Gambar 4. 65. Momen Akibat Kombinasi 1,2D + 1,6L

➤ Perhitungan Penulangan

a. Momen yang terjadi (Output SAP)

$$Mu_{\max} = 26094,97 \text{ Kgm} = 255913370,79 \text{ Nmm}$$

b. Menentukan Rasio Tulangan

$$\begin{aligned}\beta_1 &= 0.85 - 0.05 \frac{(f_c' - 28)}{7} \\ &= 0.85 - 0.05 (35 - 28)/7 = 0.8\end{aligned}$$

$$\rho_{\min} = \frac{1,4}{f_y} = \frac{1,4}{400} = 0.0035$$

$$\begin{aligned}\rho_{\text{balance}} &= \frac{0,85 \times \beta_1 \times f'_c}{f_y} \times \frac{600}{600 + f_y} \\ &= \frac{0,85 \times 0,8 \times 35}{400} \times \frac{600}{600 + 400} = 0.0357\end{aligned}$$

$$\rho_{\max} = 0,75 \times \rho_{\text{balance}} = 0,75 \times 0,0357 = 0.027$$

$$m = \frac{f_y}{0,85 \times f'_c} = \frac{400}{0,85 \times 35} = 13,445$$

c. Penulangan Lentur Dinding Basement

$$\begin{aligned}d &= t - \text{selimut beton} - 0.5 \text{ D.tulangan} - \text{D.tulangan} \\ &= 400 - 70 - 19 - (1/2 \times 19) \\ &= 301,5 \text{ mm}\end{aligned}$$

$$R_n = \frac{Mu}{\phi \times b \times d^2} = \frac{255913370,79}{0.9 \times 1000 \times 301,5} = 3,13 \text{ N/mm}^2$$

$$\begin{aligned}\rho_{\text{perlu}} &= \frac{1}{m} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2mR_n}{f_y}} \right] \\ &= \frac{1}{13,445} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 13,445 \times 3,13}{400}} \right] \\ &= 0.0083\end{aligned}$$

$$\rho_{\min} = 0.0035 < \rho_{\text{perlu}} = 0.0083 < \rho_{\max} = 0.027$$

maka digunakan $\rho_{\text{perlu}} = 0.0083$

$$\begin{aligned}\text{As perlu} &= \rho \times b \times d \\ &= 0.0083 \times 1000 \times 301,5 = 2496,78 \text{ mm}^2 \\ \text{Digunakan tulangan } \emptyset 19 - 100 \text{ (As} &= 2835,29 \text{ mm}^2\end{aligned}$$

Kontrol Mn dengan Mu ($\emptyset \text{Mn} \geq \text{Mu}$)

$$\begin{aligned}a &= \frac{As \cdot fy}{0,85 f'c b} = \frac{2835,29}{0,85 \cdot 35 \cdot 1000} = 38,12 \text{ mm} \\ \emptyset \text{Mn} &= \emptyset As \cdot fy \left(301,5 - \frac{a}{2} \right) \\ &= 0,9 \times 2835,29 \times 400 \left(301,5 - \frac{38,12}{2} \right) \\ &= 259458041 \text{ Nmm}\end{aligned}$$

$$\begin{array}{ccc} \emptyset \text{Mn} & > & \text{Mu} \\ 259458041 \text{ Nmm} & > & 255913370 \text{ Nmm} \end{array} \quad \dots \text{OK!}$$

Untuk tulangan susut:

$$\begin{aligned}\text{As perlu} &= \rho \times b \times d \\ &= 0,0018 \times 1000 \times 301,5 = 542,7 \text{ mm}^2\end{aligned}$$

Dipakai tulangan bagi $\emptyset 19 - 250$ (As = 1134,11 mm²)

Kontrol Jarak Spasi Tulangan

$$\begin{array}{ccc} S_{max} & \leq & 2tp \\ 250 & \leq & 2 \times 200 = 400 \end{array} \quad \dots \text{OK!}$$

d. Kontrol Regangan

$$a = \frac{As \cdot fy}{0,85 f'c b} = \frac{2835,29 \cdot 400}{0,85 \cdot 35 \cdot 1000} = 38,12 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned}\beta_1 &= 0.85 - 0.05 \frac{(f'c' - 28)}{7} \\ &= 0.85 - 0.05 (35 - 28) / 7 = 0.8\end{aligned}$$

$$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{38,12}{0.8} = 47,65$$

$$\epsilon_t = \frac{d - c}{c} 0,003$$

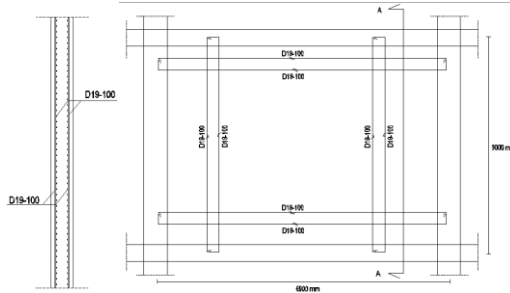
$$\begin{aligned}\epsilon t &= \frac{301,5 - 47,65}{47,65} 0,003 \\ &= 0,016 > 0,003 \quad (\text{Memenuhi } \phi=0,90)\end{aligned}$$

e. Kontrol ketebalan minimum dinding basement

$$\begin{aligned}t_{\text{pakai}} &\geq t_{\text{min}} \\ 400 &> 190 \text{ mm} && \dots \text{OK!} \\ t_{\text{pakai}} &\geq t_{\text{min}} \\ 400 &> \frac{1}{25} 6900 = 276 \text{ mm} && \dots \text{OK!}\end{aligned}$$

Keterangan :

- Harga β_1 (Pasal 10.2.7.3 SNI 2847:2013)
- ϕ (Lentur) = 0.9 (Pasal 9.3.2.1 SNI 2847:2013)
- Harga ρ (Tulangan susut) (Pasal 7.12.2.1 SNI 2847:2013)
- Persyaratan Perhitungan Lentur (Pasal 21.5 SNI 2847:2013)
- Kontrol Regangan (Pasal 9.3.2 SNI 2847:2013)
- Persyaratan Ketebalan minimum (Pasal 14.5.3 SNI 2847:2013)



Gambar 4. 66 Penulangan dinding basement

Halaman ini sengaja dikosongkan

BAB V

PENUTUP

5.1 Kesimpulan

Dari perhitungan-perhitungan yang telah dijelaskan pada bab-bab sebelumnya didapatkan kesimpulan sesuai tujuan penulisan tugas akhir ini yaitu penulis dapat merencanakan modifikasi gedung Hotel Pesonna Pegadaian Surabaya dengan menggunakan sistem rangka pemikul momen khusus dan balok prategang dengan gambar teknis pada lampiran dan hasil analisis sebagai berikut:

1. Dari hasil analisis beban gempa, struktur gedung termasuk ke dalam kategori desain seismik E dengan demikian konfigurasi yang diterapkan adalah SRPMK. Dari program analisis struktur didapatkan kontrol nilai akhir respon spektrum V dinamik arah x dan y sebesar 4664,87 kN, kontrol partisipasi massa memenuhi syarat yaitu pada mode 20, memenuhi kontrol *drift* (simpangan) yaitu tidak boleh melebihi 60 mm, dan kontrol waktu getar alami(T) sebesar 1,92 detik.
2. Penggunaan beton prategang pada gedung bertingkat dengan sistem cor ditempat perlu diperhatikan kemampuan dalam menerima beban gempa yang terjadi pada struktur. Untuk membuat balok prategang dapat menerima beban gempa maka balok prategang didesain berperilaku daktail dengan memberikan baja lunak dengan perbandingan PPR sebesar 72,8% %. Baja lunak ditujukan untuk mendisipasikan energi gempa dengan cara meleleh. Baja prategang memberikan ketahanan geser dari friksi yang ditimbulkan gaya prategang.
3. Balok prategang yang menyatu dengan kolom harus memperhitungkan kehilangan tegangan akibat kekangan kolom. Hal ini dikarenakan gaya jacking ditahan sebagian

oleh kolom dan akan menghasilkan momen tambahan pada kolom sebesar kehilangan tegangan pada balok prategang.

4. Balok prategang direncanakan dengan sistem pascatarik dengan satu buah tendon yang didongkrak secara simultan sekaligus sehingga kehilangan tegangan akibat perpendekan elastis tidak terjadi. Berdasarkan perhitungan, kehilangan tegangan secara langsung dan tidak langsung yang terjadi pada balok prategang yaitu sebesar 15,9 %

5.2 Saran

Berdasarkan hasil perencanaan yang telah dilakukan, maka disarankan :

1. Untuk menghasilkan dimensi struktur primer yang efisien dan memenuhi syarat-syarat yang ditentukan, maka perlu dilakukan analisis secara bertahap dengan menggunakan dimensi minimum yang ditentukan sampai memperoleh dimensi yang tepat. Dalam hal ini perlu dikontrol diantaranya kontrol drift, partisipasi massa, dan $V_d \geq 0,85 V_s$.
2. Pendistribusian gaya *jacking* harus disesuaikan dengan beban-beban yang bekerja pada balok prategang. Apabila gaya *jacking* melebihi dari beban yang ada, balok prategang mungkin bisa pecah. Untuk itu, perlu adanya kontrol-kontrol tegangan disetiap kondisi agar gaya *jacking* memenuhi beban yang ada.

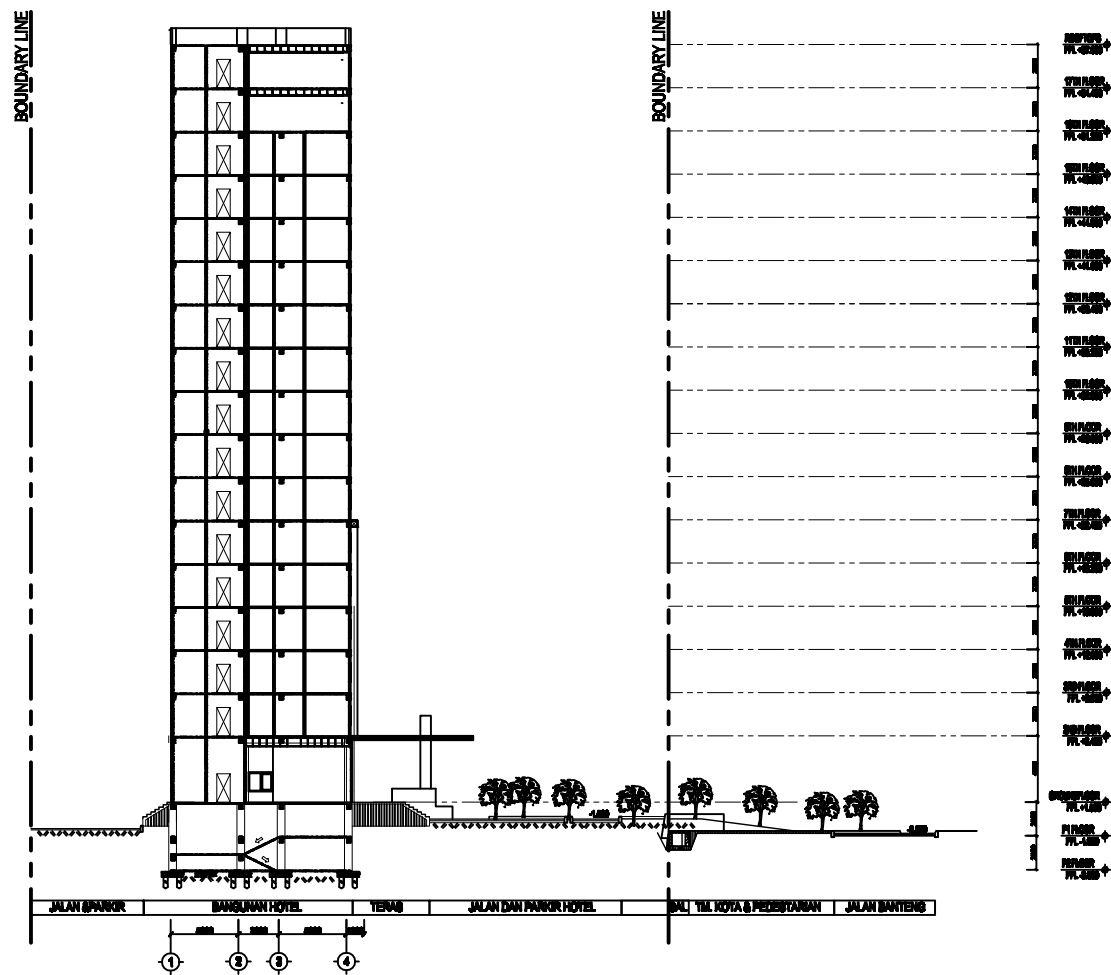
DAFTAR PUSTAKA

- Badan Standarisasi Nasional. 2012. “*SNI 03-1726:2012 Tata Cara Perencanaan Ketahanan Gempa Untuk Struktur Bangunan Gedung dan Non Gedung*”. Jakarta: Badan Standarisasi Nasional. 138 hal.
- Badan Standarisasi Nasional. 2013. “*SNI 03-1727:2013 Beban Minimum untuk Perancangan Bangunan Gedung dan Struktur Lain*”. Jakarta: Badan Standarisasi Nasional.
- Badan Standarisasi Nasional. 2013. “*SNI 03-2847:2013 Tata Cara Perhitungan Struktur Beton Untuk Bangunan Gedung*”. Jakarta: Badan Standarisasi Nasional. 255 hal.
- Garber, D.B., Gallardo, J. M., Deschenes, D. J., dan Bayrak, O. 2015. “*Experimental Investigation of Prestress Losses in Full Scale Bridge Girder*”. ACI Struktural Journal, Vol 112, no.5. 1/12 hal.
- Lin, T.Y., Burn, Ned H. 2000. “*Desain Struktur Beton Prategang. Third ed*”. Jakarta: Erlangga. 411 hal.
- Nawy, E. G., Tavio, dan Kusuma, B. 2010. “*Beton Bertulang Sebuah Pendekatan Mendasar Jilid 1*”. Surabaya: ITSPress. 974 hal.
- Nawy, E. G., Tavio, dan Kusuma, B. 2010. “*Beton Bertulang Sebuah Pendekatan Mendasar Jilid 2*”. Surabaya: ITSPress. 974 hal.
- Tavio dan Kusuma, B. 2009. “*Desain Sistem Rangka Pemikul Momen Dan Dinding Struktur Beton Bertulang Tahan Gempa*”. Surabaya: ITS Press. 141 hal.
- Wight, J.K., dan Macgregor, J.K. 2012. “*Reinforced Concrete Mechanics and Design*”. New Jersey: Pearson Education. 1177 hal.

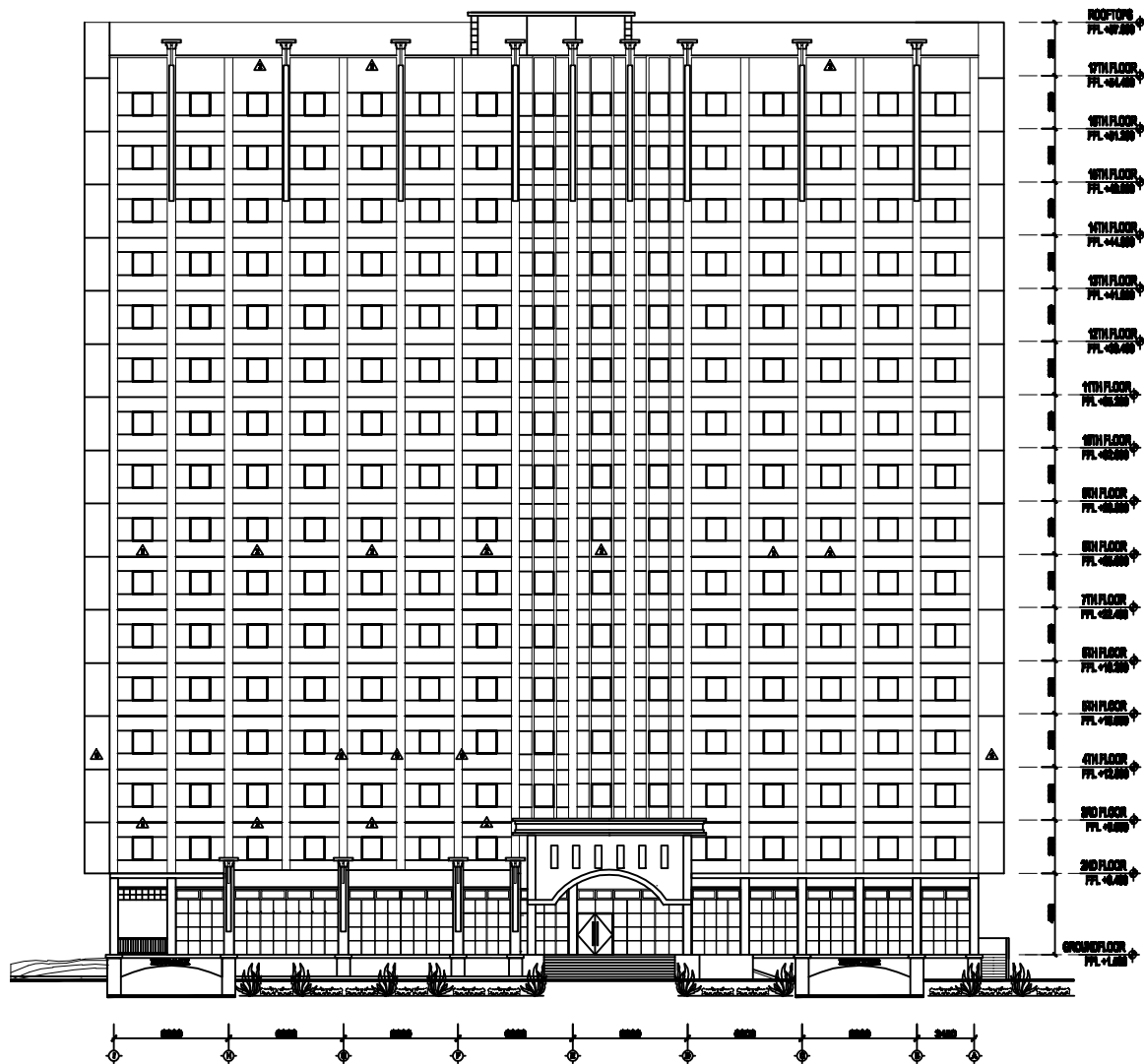
BIODATA PENULIS



Penulis bernama lengkap Khoirul Mazidah, yang akrab dipanggil Imas ini lahir di Sidoarjo pada tanggal 30 September 1993 dan merupakan putri kedua dari empat bersaudara. Penulis merupakan lulusan dari MI NU Berbek, MTs NU Berbek, SMAN 1 Waru Sidoarjo selanjutnya di Diploma III Teknik Sipil FTSP-ITS pada tahun 2012-2015. Setelah lulus melanjutkan pendidikannya di ITS dengan mengikuti program sarjana Lintas Jalur Jurusan Teknik Sipil pada tahun 2015. Selain mengisi waktu dengan kegiatan akademik dan organisasi, di waktu senggangnya penulis sering menghabiskan waktu untuk membaca dan menonton film.



| <p>INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN PROGRAM STUDI TEKNIK SIPIL</p> | JUDUL TUGAS AKHIR | JUDUL GAMBAR | SKALA | NO | DOSEN PEMBIMBING | MAHASISWA |
|---|--|---------------------------|----------------|------|---|---|
| | DESAIN MODIFIKASI STRUKTUR GEDUNG HOTEL PERSONA PEGADAIAN SURABAYA DENGAN MENGGUNAKAN SISTEM RANGKA PEMIKUL MOMEN KHUSUS (SRPMK) DAN BETON PRATEKAN | POTONGAN MELINTANG | 1 : 500 | 8 | PROF. DR. IR. I GUSTI PUTU RAKA PROF. TAVIO, ST., MT., PhD | KHOIRUL MAZIDAH 3115105027 |
| | | | | JMLH | | |
| | | | | 18 | | |



INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER
FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN
PROGRAM STUDI TEKNIK SIPIL

JUDUL TUGAS AKHIR

DESAIN MODIFIKASI STRUKTUR GEDUNG
HOTEL PERSONA PEGADAIAN SURABAYA
DENGAN MENGGUNAKAN SISTEM RANGKA
PEMIKUL MOMEN KHUSUS (SRPMK) DAN
BETON PRATEKAN

JUDUL GAMBAR

TAMPAK DEPAN

SKALA

1 : 500

NO

6

JMLH

18

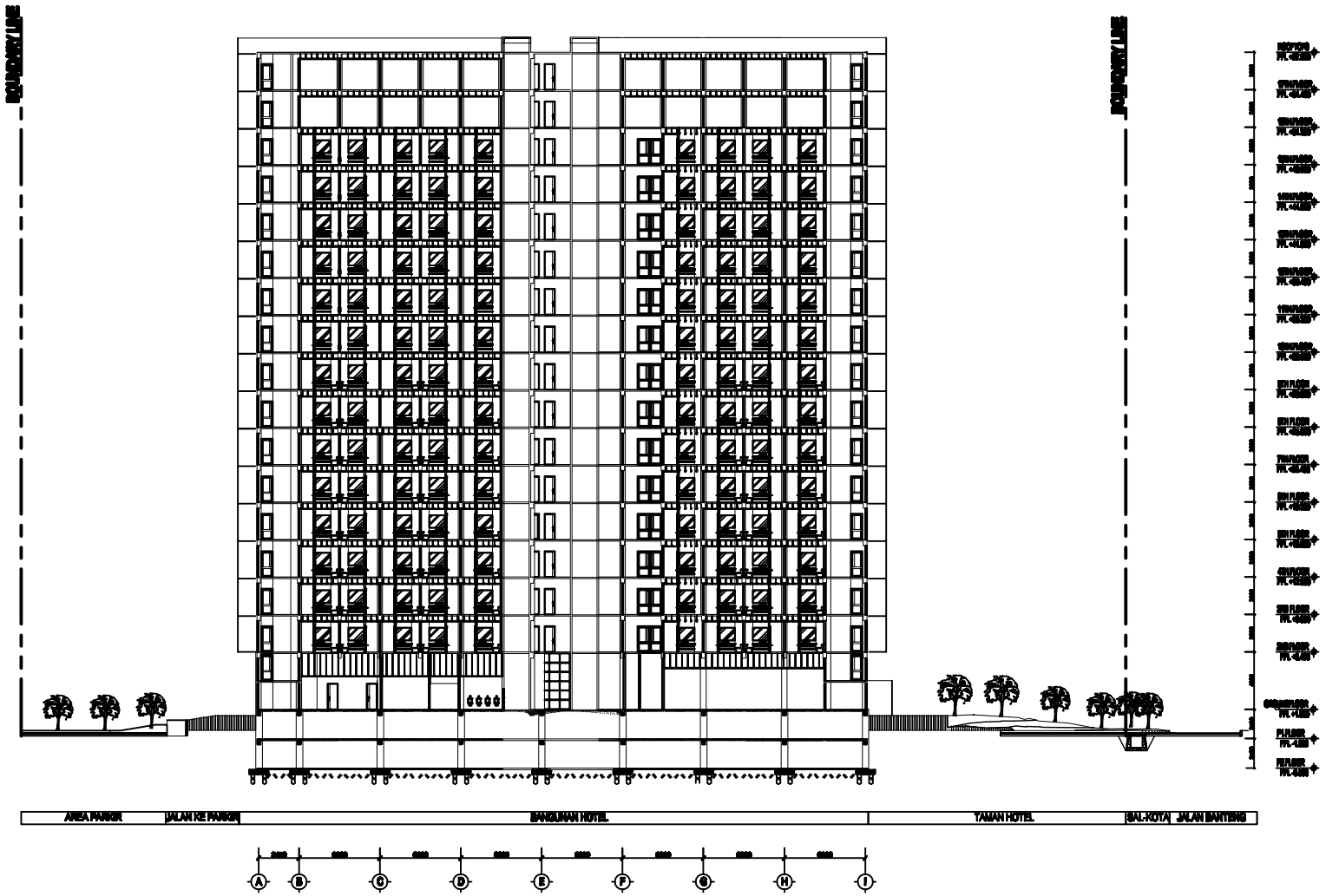
DOSEN PEMBIMBING

PROF. DR. IR. I GUSTI PUTU RAKA

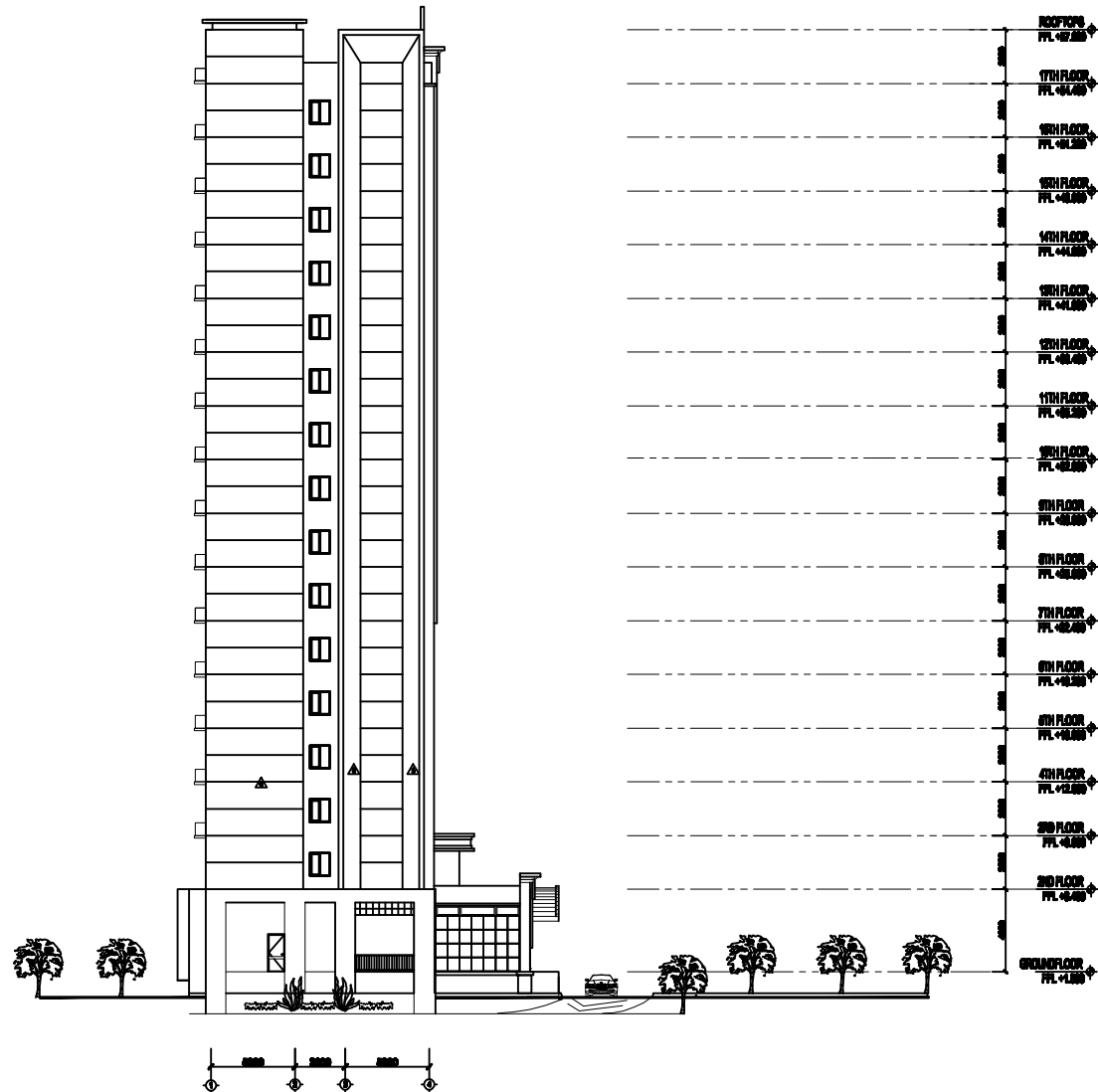
PROF. TAVIO, ST., MT., PhD

MAHASISWA

KHOIRUL MAZIDAH
3115105027



| <p>INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN PROGRAM STUDI TEKNIK SIPIL</p> | JUDUL TUGAS AKHIR | JUDUL GAMBAR | SKALA | NO | DOSEN PEMBIMBING | MAHASISWA |
|---|---|--------------------|---------|------|---|-------------------------------|
| | DESAIN MODIFIKASI STRUKTUR GEDUNG HOTEL PESONNA PEGADAIAN SURABAYA DENGAN MENGGUNAKAN SISTEM RANGKA PEMIKUL MOMEN KHUSUS (SRPMK) DAN BETON PRATEKAN | POTONGAN MEMANJANG | 1 : 500 | 9 | | |
| | | | | JMLH | | |
| | | | | 18 | PROF. DR. IR. I GUSTI PUTU RAKA PROF. TAVIO, ST., MT., PhD | KHOIRUL MAZIDAH 3115105027 |



INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER
MAKOSAN TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN
PROGRAM STUDI TEKNIK SIPIL

JUDUL TUGAS AKHIR

DESAIN MODIFIKASI STRUKTUR GEDUNG
HOTEL PERSONA PAGADAJAN SURABAYA
DENGAN MENGGUNAKAN SISTEM RANGKA
PEMIKUL MOMEN KHUSUS (SRPMK) DAN
BETON PRATEKAN

JUDUL GAMBAR

TAMPAK SAMPING

SKALA

1 : 400

NO

7

JMLH

18

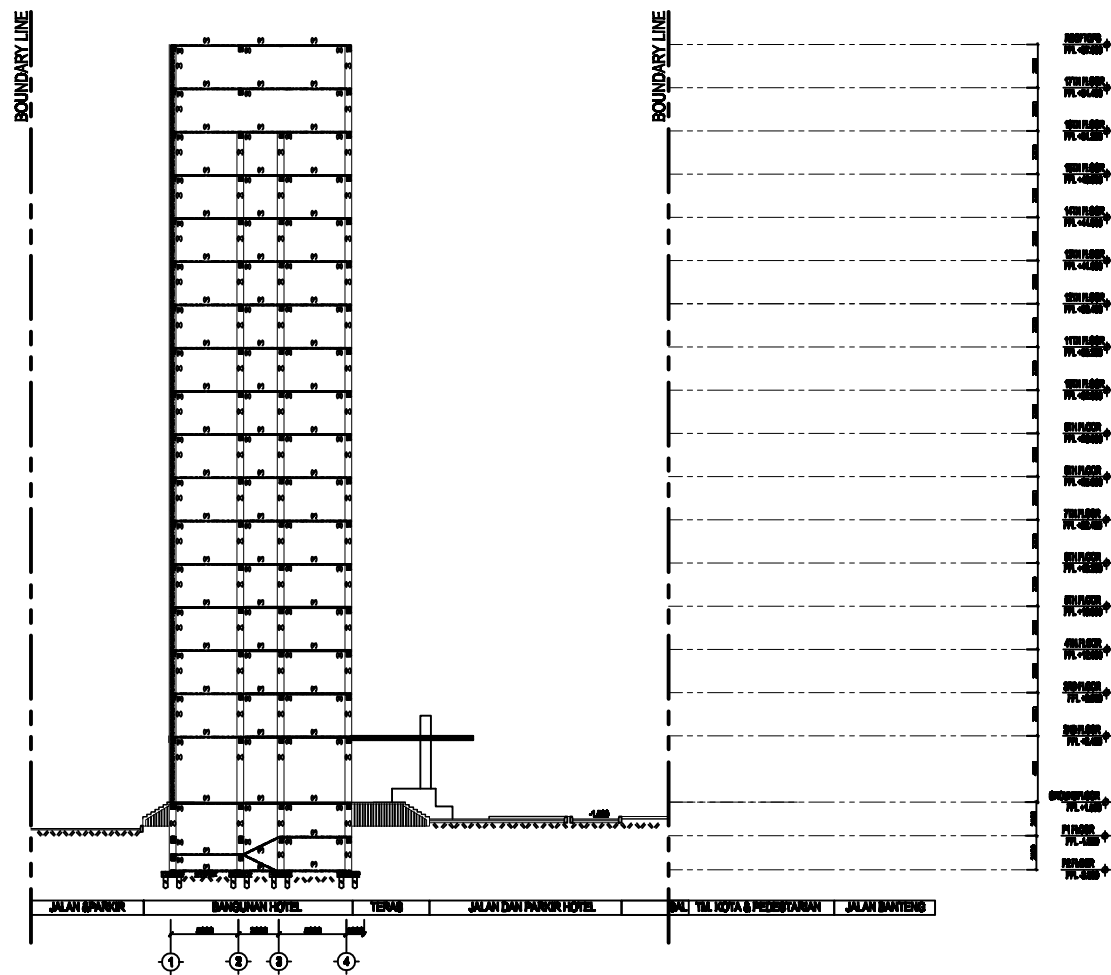
DOSEN PEMBIMBING

PROF. DR. IR. I GUSTI PUTU RAKA

PROF. TAVIO, ST., MT., PhD

MAHASISWA

KHOIRUL MAZIDAH
3115105027



INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER
FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN
PROGRAM STUDI TEKNIK SIPIL

JUDUL TUGAS AKHIR

DESAIN MODIFIKASI STRUKTUR GEDUNG
HOTEL PERSONA PEGADAIAN SURABAYA
DENGAN MENGGUNAKAN SISTEM RANGKA
PEMIKUL MOMEN KHUSUS (SRPMK) DAN
BETON PRATEKAN

JUDUL GAMBAR

POTONGAN MELINTANG

SKALA

1 : 500

NO

10

JMLH

18

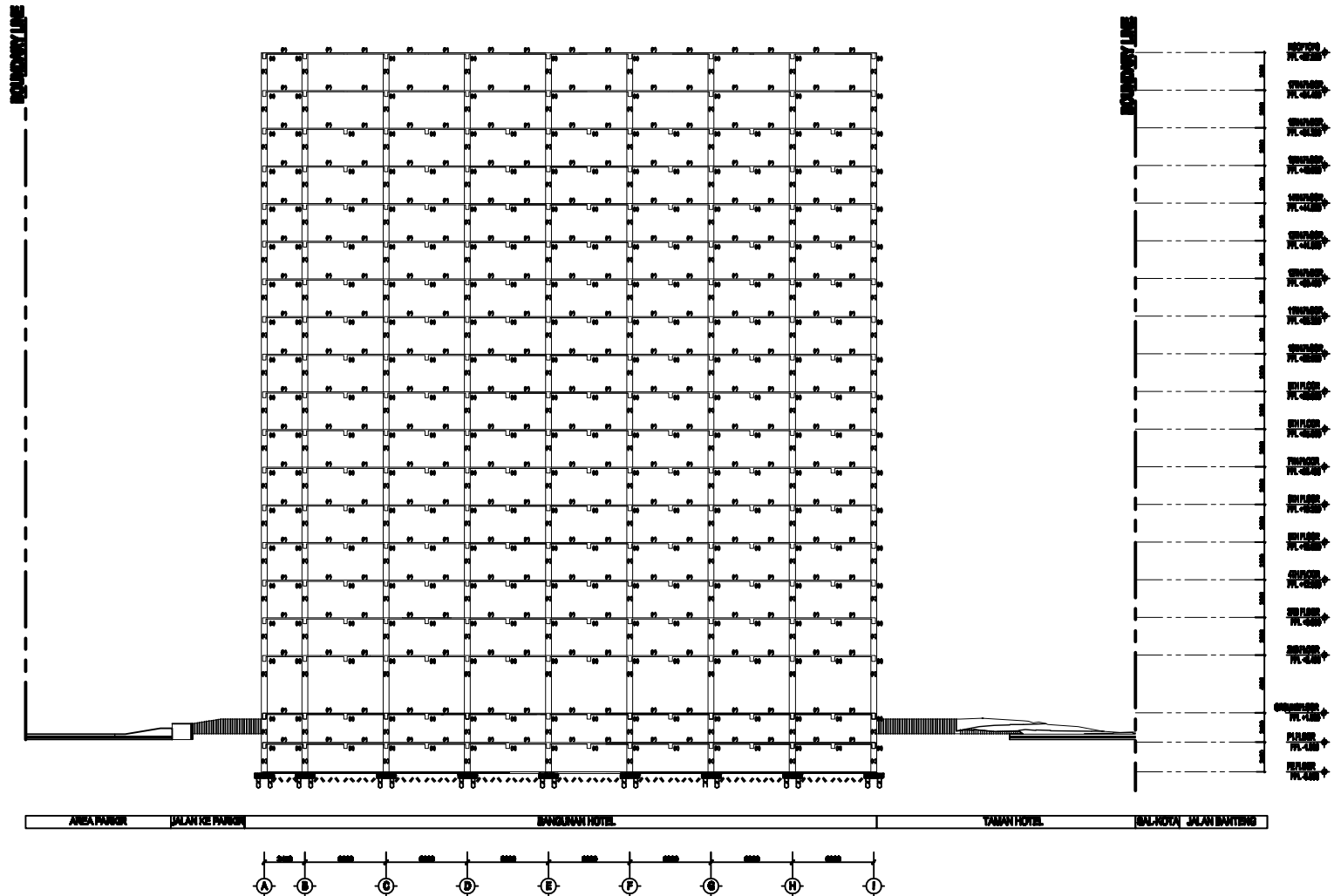
DOSEN PEMBIMBING

PROF. DR. IR. I GUSTI PUTU RAKA

PROF. TAVIO, ST., MT., PhD

MAHASISWA

KHOIRUL MAZIDAH
3115105027



INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER
FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN
PROGRAM STUDI TEKNIK SIPIL

JUDUL TUGAS AKHIR

DESAIN MODIFIKASI STRUKTUR GEDUNG
HOTEL PESONNA PEGADAIAN SURABAYA
DENGAN MENGGUNAKAN SISTEM RANGKA
PEMIKUL MOMEN KHUSUS (SRPMK) DAN
BETON PRATEKAN

JUDUL GAMBAR

POTONGAN MEMANJANG

SKALA

1 : 500

NO

11

JMLH

18

DOSEN PEMBIMBING

PROF. DR. IR. I GUSTI PUTU RAKA

PROF. TAVIO, ST., MT., PhD

MAHASISWA

KHOIRUL MAZIDAH
3115105027

| S1 40/60 | | | | S2 40/50 | | | |
|----------------------|--|--|---|----------------------|--|--|--|
| | tumpuan 1 | lapangan | tumpuan 2 | | tumpuan 1 | lapangan | tumpuan 2 |
| tebal plat 120 mm |  |  |  | tebal plat 120 mm |  |  |  |
| tul.atas | 5 D22 | 5 D22 | 5 D22 | tul.atas | 5 D22 | 5 D22 | 5 D22 |
| tul.bawah | 5 D22 | 5 D22 | 5 D22 | tul.bawah | 5 D22 | 5 D22 | 5 D22 |
| tul.tengah | 2 D22 | 2 D22 | 2 D22 | tul.tengah | 2 D22 | 2 D22 | 2 D22 |
| senggang | D13-250 | D13-250 | D13-250 | senggang | D13-250 | D13-250 | D13-250 |
| B2 40/60 | | | | B1 40/60 | | | |
| | tumpuan 1 | lapangan | tumpuan 2 | | tumpuan 1 | lapangan | tumpuan 2 |
| tebal plat 120 mm |  |  |  | tebal plat 120 mm |  |  |  |
| tul.atas | 5 D22 | 3 D22 | 5 D22 | tul.atas | 6 D22 | 3 D22 | 6 D22 |
| tul.bawah | 3 D22 | 3 D22 | 3 D22 | tul.bawah | 3 D22 | 3 D22 | 3 D22 |
| tul.tengah | 2 D22 | 2 D22 | 2 D22 | tul.tengah | 2 D22 | 2 D22 | 2 D22 |
| senggang | D13-125 | D12-150 | D13-125 | senggang | D13-120 | D12-150 | D13-120 |



INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER
FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN
PROGRAM STUDI TEKNIK SIPIL

| JUDUL TUGAS AKHIR | JUDUL GAMBAR | SKALA | NO | DOSEN PEMBIMBING | MAHASISWA |
|---|------------------|-------|------|---|-------------------------------|
| DESAIN MODIFIKASI STRUKTUR GEDUNG HOTEL PESONNA PGADALAN SURABAYA DENGAN MENGGUNAKAN SISTEM RANGKA PEMULU MOMEN KHUSUS (SRPMK) DAN BETON PRATEKAN | TABEL PENULANGAN | | 26 | PROF. DR. IR. I GUSTI PUTU RAKA NIP. | KHOIRUL MAZIDAH 3115105027 |
| | | | JMLH | | |
| | | | | PROF. TAVIO, ST., MT., PhD NIP. 197003271997021001 | |

| BLK ANAK 25/35 | | | | BLK LIFT 30/40 | | | |
|----------------------|---|---|--|----------------------|---|---|---|
| | tumpuan 1 | lapangan | tumpuan 2 | | tumpuan 1 | lapangan | tumpuan 2 |
| |  |  |  | |  |  |  |
| tul.atas | 4 D16 | 2 D16 | 4 D16 | tul.atas | 4 D 22 | 3 D 22 | 4 D 22 |
| tul.bawah | 3 D16 | 3 D16 | 3 D16 | tul.bawah | 3 D 22 | 3 D 22 | 3 D 22 |
| tul.tengah | - | - | - | tul.tengah | - | - | - |
| sengkang | D10-125 | D10-125 | D10-125 | sengkang | D13-150 | D13-150 | D13-150 |
| B4 40/50 | | | | B3 40/50 | | | |
| | tumpuan 1 | lapangan | tumpuan 2 | | tumpuan 1 | lapangan | tumpuan 2 |
| tebal plat 120 mm |  |  |  | tebal plat 120 mm |  |  |  |
| tul.atas | 5 D22 | 3 D22 | 5 D22 | tul.atas | 5 D22 | 3 D22 | 5 D22 |
| tul.bawah | 3 D22 | 3 D22 | 3 D22 | tul.bawah | 4 D22 | 3 D22 | 4 D22 |
| tul.tengah | 2 D22 | 2 D22 | 2 D22 | tul.tengah | 2 D22 | 2 D22 | 2 D22 |
| sengkang | D13-100 | D13-150 | D13-100 | sengkang | D13-100 | D13-150 | D13-100 |



INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER
FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN
PROGRAM STUDI TEKNIK SIPIL

JUDUL TUGAS AKHIR
DESAIN MODIFIKASI STRUKTUR GEDUNG
HOTEL PESONNA PGADALAN SURABAYA
DENGAN MENGGUNAKAN SISTEM RANGKA
PEMILIK MOMEN KHUSUS (SRPMK) DAN
BETON PRATEKAN

JUDUL GAMBAR
TABEL PENULANGAN

SKALA

NO

JMLH

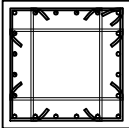
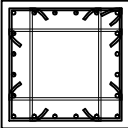
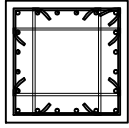
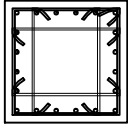
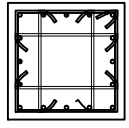
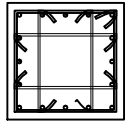
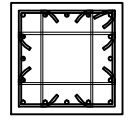
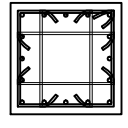
DOSEN PEMBIMBING


PROF. DR. IR. I GUSTI PUTU RAKA
NIP.

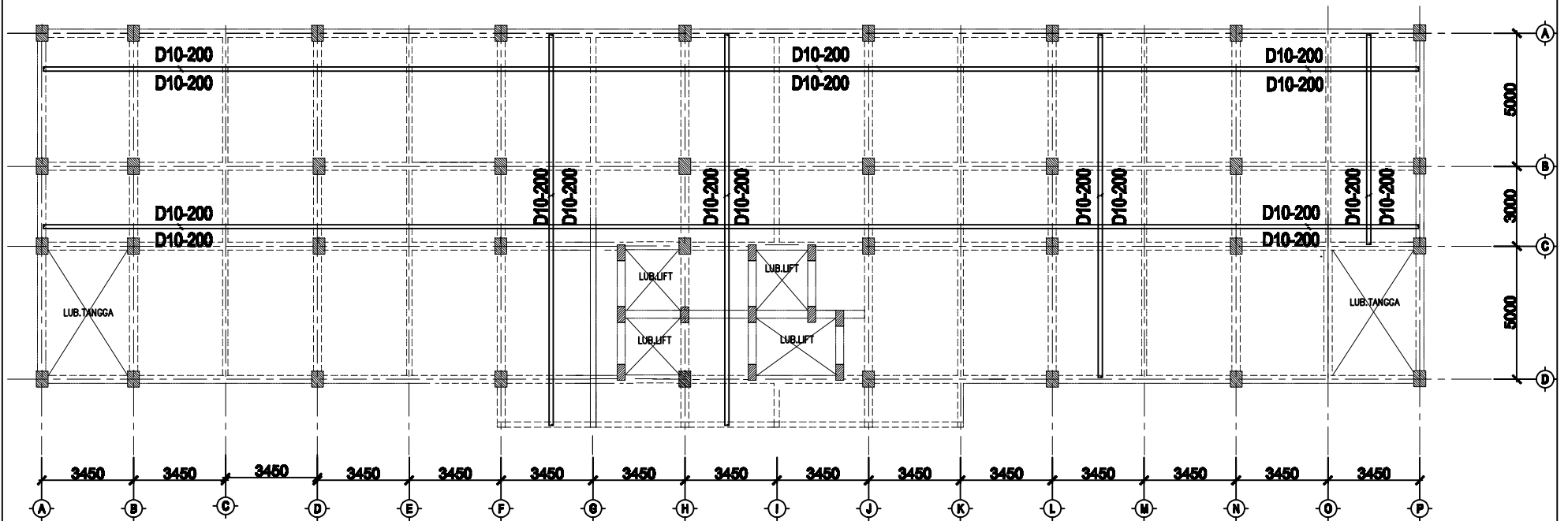
PROF. TAVIO, ST., MT., PhD
NIP. 197003271997021001

MAHASISWA

KHOIRUL MAZIDAH
3115105027

| K1 90/90 | | | K2 80/80 | | |
|------------|--|--|------------|--|--|
| | tumpuan | lapangan | | tumpuan | lapangan |
| |  |  | |  |  |
| tul.lentur | 20 D25 | 20 D25 | tul.lentur | 20 D25 | 20 D25 |
| sengkang | 4D13-100 | 4D13-150 | sengkang | 4D13-100 | 4D13-150 |
| K3 70/70 | | | K4 60/60 | | |
| | tumpuan | lapangan | | tumpuan | lapangan |
| |  |  | |  |  |
| tul.lentur | 16 D25 | 16 D25 | tul.lentur | 16 D25 | 16 D25 |
| sengkang | 4D13-100 | 4D13-150 | sengkang | 4D13-100 | 4D13-150 |

|  <small>INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUHNOPOWERO FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN PROGRAM STUDI TEKNIK SIPIL</small> | JUDUL TUGAS AKHIR | JUDUL GAMBAR | SKALA | NO | DOSEN PEMBIMBING | MAHASISWA |
|---|--|-------------------------|-------|------|---|---------------------------------------|
| | DESAIN MODIFIKASI STRUKTUR GEDUNG HOTEL PESONNA PBGADALAN SURABAYA DENGAN MENGGUNAKAN SISTEM RANGKA PEMUKUL MOMEN KHUSUS (SRPMK) DAN BETON PRATEKAN | TABEL PENULANGAN | | 26 | PROF. DR. IR. I GUSTI PUTU RAKA NIP. | KHOIRUL MAZIDAH 3115105027 |
| | | | | JMLH | PROF. TAVIO, ST., MT., PhD NIP. 197003271997021001 | |



INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER
FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN
PROGRAM STUDI TEKNIK SIPIL

JUDUL TUGAS AKHIR

DESAIN MODIFIKASI STRUKTUR GEDUNG
HOTEL PESONNA PGADALAN SURABAYA
DENGAN MENGGUNAKAN SISTEM RANGKA
PEMUL MOMEN KHUSUS (SRPMK) DAN
BETON PRATEKAN

JUDUL GAMBAR

PENULANGAN PELAT LT B1 - B2

SKALA

1 : 200

NO

18

JMLH

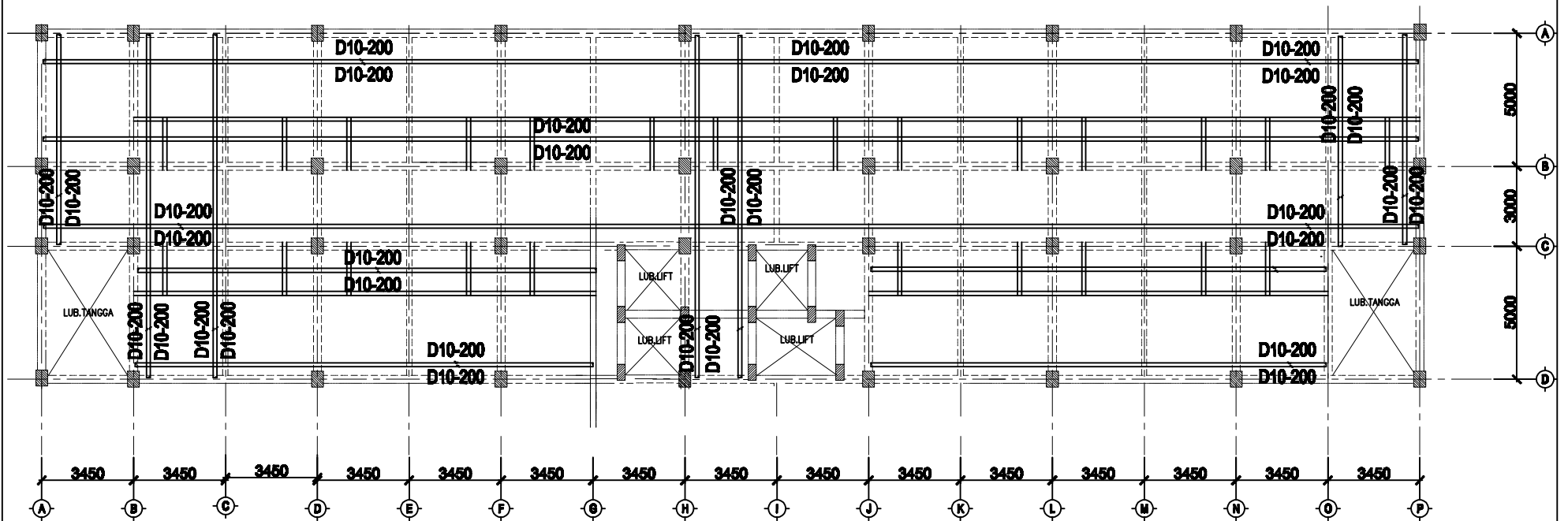
DOSEN PEMBIMBING

PROF. DR. IR. I GUSTI PUTU RAKA
NIP.

PROF. TAVIO, ST., MT., PhD
NIP. 197003271997021001

MAHASISWA

KHOIRUL MAZIDAH
3115105027



INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER
FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN
PROGRAM STUDI TEKNIK SIPIL

JUDUL TUGAS AKHIR

DESAIN MODIFIKASI STRUKTUR GEDUNG
HOTEL PESONNA PGADALAN SURABAYA
DENGAN MENGGUNAKAN SISTEM RANGKA
PEMILIK MOMEN KHUSUS (SRPMK) DAN
BETON PRATEKAN

JUDUL GAMBAR

PENULANGAN PELAT LT 3 - 16

SKALA

1 : 200

NO

19

JMLH

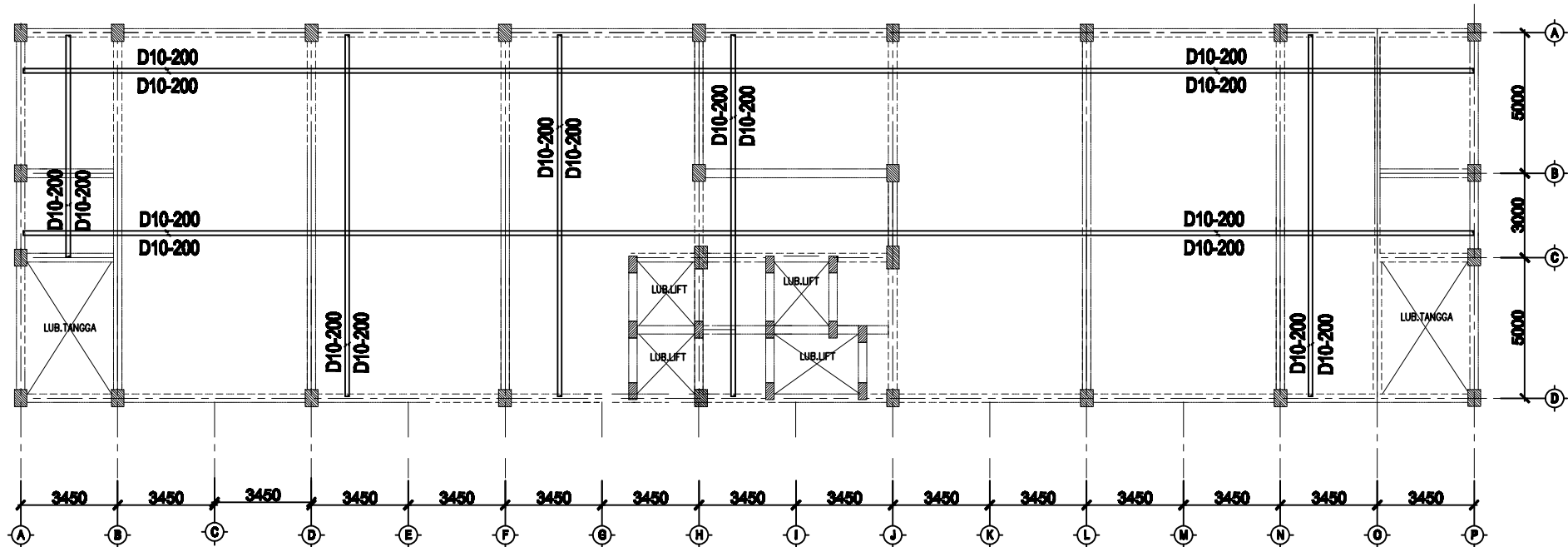
DOSEN PEMBIMBING

PROF. DR. IR. I GUSTI PUTU RAKA
NIP.

PROF. TAVIO, ST., MT., PhD
NIP. 197003271997021001

MAHASISWA

KHOIRUL MAZIDAH
3115105027



INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER
FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN
PROGRAM STUDI TEKNIK SIPIL

JUDUL TUGAS AKHIR

DESAIN MODIFIKASI STRUKTUR GEDUNG
HOTEL PESONNA PGADALAN SURABAYA
DENGAN MENGGUNAKAN SISTEM RANGKA
PEMUL MOMEN KHUSUS (SRPMK) DAN
BETON PRATEKAN

JUDUL GAMBAR

PENULANGAN PELAT LT 17 - 18

SKALA

1 : 200

NO

20

JMLH

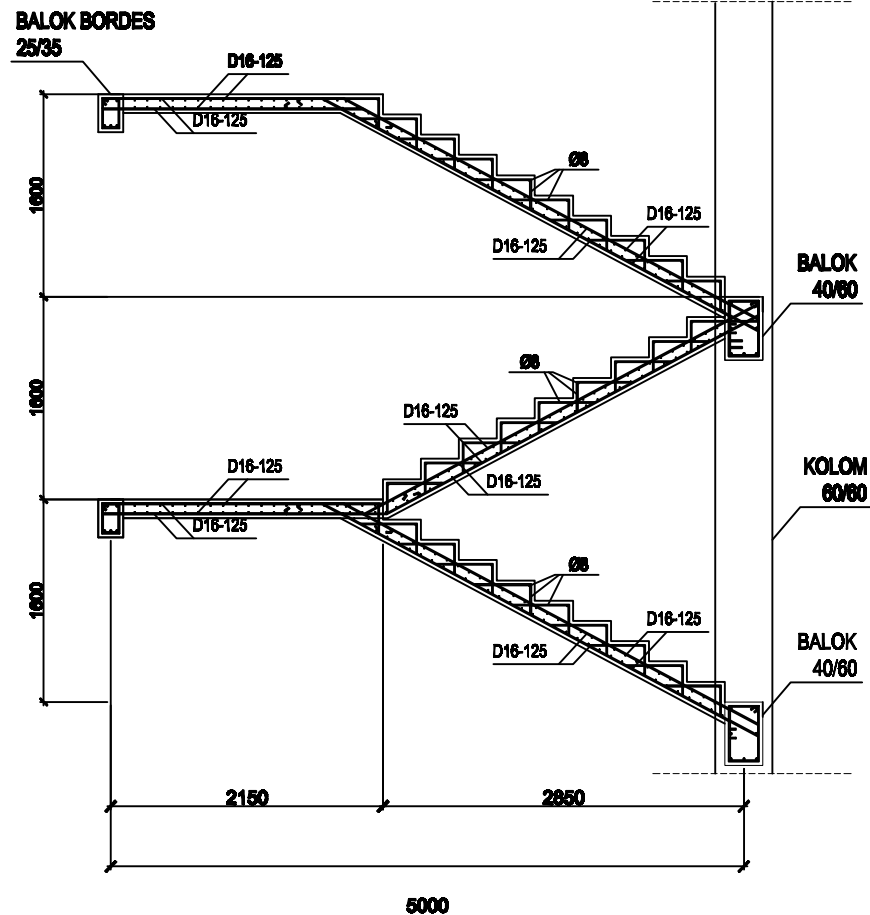
DOSEN PEMBIMBING

PROF. DR. IR. I GUSTI PUTU RAKA
NIP.

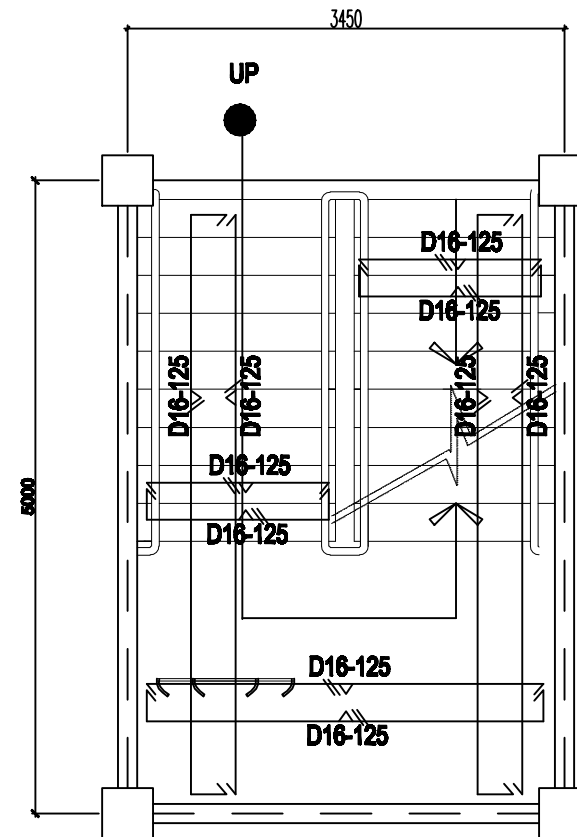
PROF. TAVIO, ST., MT., PhD
NIP. 197003271997021001

MAHASISWA

KHOIRUL MAZIDAH
3115105027



STR DETAIL TULANGAN TANGGA
SKALA 1:50



STR DENAH TULANGAN TANGGA
SKALA 1:50



INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER
FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN
PROGRAM STUDI TEKNIK SIPIL

JUDUL TUGAS AKHIR

DESAIN MODIFIKASI STRUKTUR GEDUNG
HOTEL PESONNA PGADAIAN SURABAYA
DENGAN MENGGUNAKAN SISTEM RANGKA
PEMUL MOMEN KHUSUS (SRPMK) DAN
BETON PRATEKAN

JUDUL GAMBAR

DETAIL PENULANGAN PELAT

SKALA

1 : 50

NO

22

JMLH

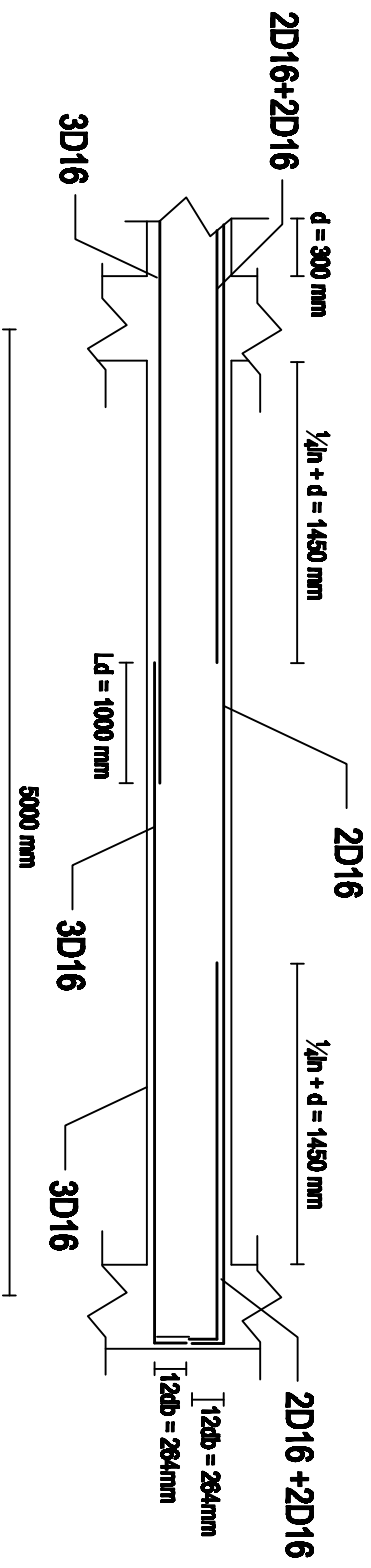
DOSEN PEMBIMBING

PROF. DR. IR. I GUSTI PUTU RAKA
NIP.

PROF. TAVIO, ST., MT., PhD
NIP. 197003271997021001

MAHASISWA

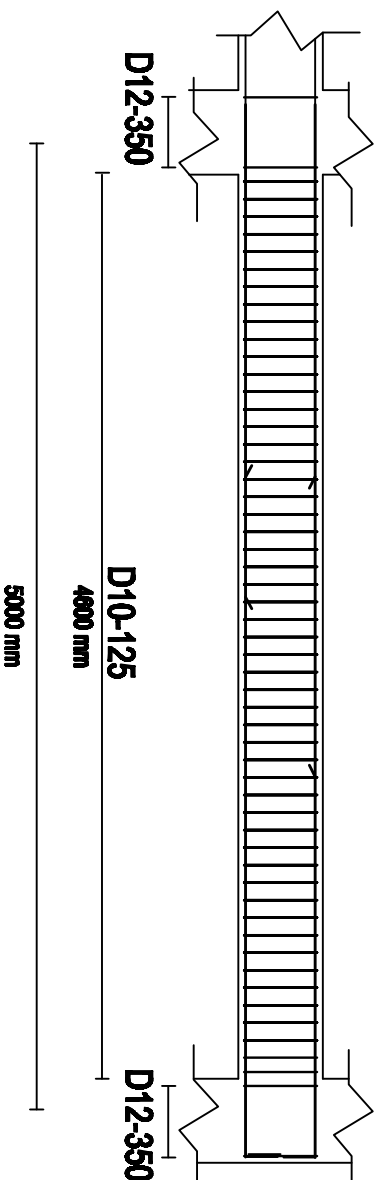
KHOIRUL MAZIDAH
3115105027



STR

DETAIL PENULANGAN LENTUR DAN TORSI BALOK ANAK 25/35

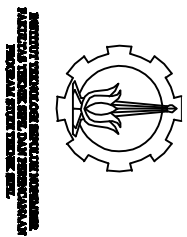
SKALA 1:25



STR

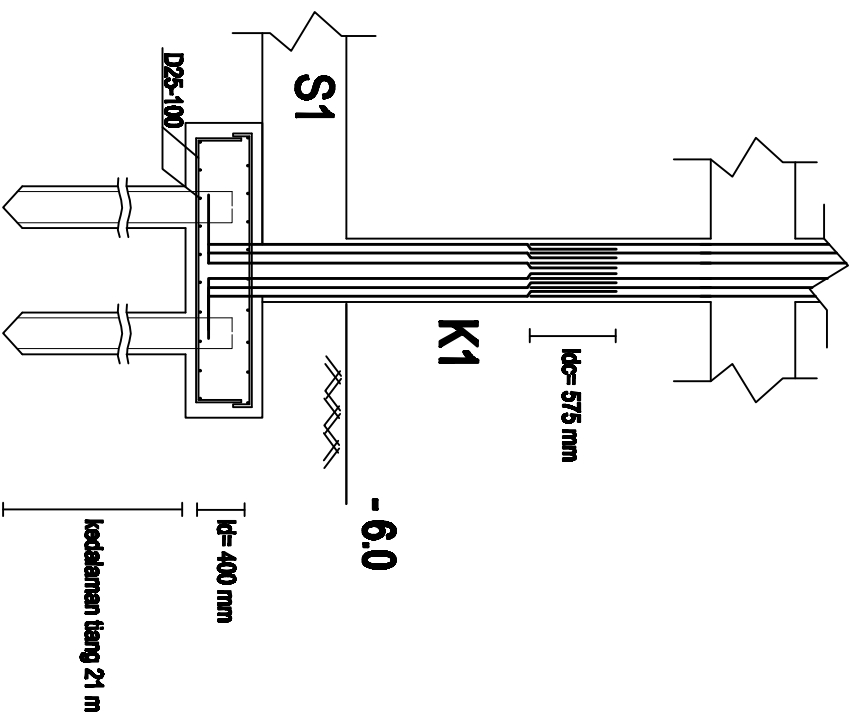
DETAIL PENULANGAN GESER BALOK ANAK 25/35

SKALA 1:25



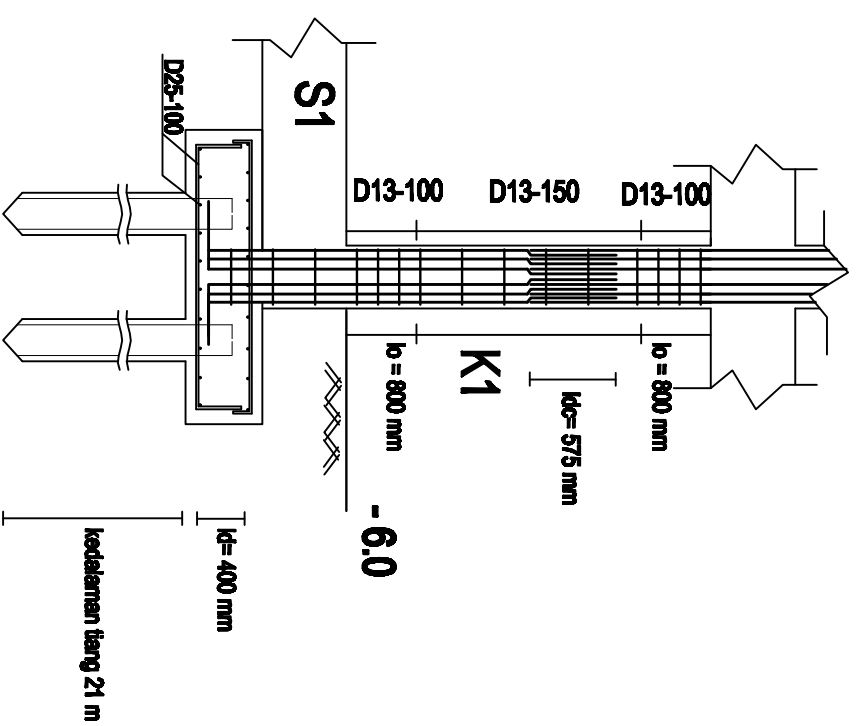
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER
JALAN TERANG, SURABAYA 60115
TANPA BAYAR

| JUDUL TUGAS AKHIR | JUDUL GAMBAR | SKALA | NO | DOSSEN PEMBIMBING | MAHASISWA |
|--|------------------------------|--------|------|--|-------------------------------|
| DESAIN MODERKAS STRUKTUR GEDUNG HOTEL, PESONNA, PRIGADALAN, SUDABAYA DENGAN MENGGUNAKAN SERTUJANAN PERAKIT, MODERN KELEBON (GERPAC) DAN BERTON PEALTEKAN | DETAIL PENULANGAN BALOK ANAK | 1 : 25 | 24 | PROF. DR. IR. I GUSTI PUTU RAKA NP. | KHOIRUL MAZIDAH 3115105027 |
| | | | JMLH | PROF. TAYUO, ST. MT., PhD NIP. 197003271997021001 | |



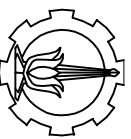
STR SKALA 1:25

DETAIL PENULANGAN LENTUR KOLOM 90/90



STR SKALA 1:25

DETAIL PENULANGAN GESER KOLOM 90/90



JURUSAN TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN
FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN
UNIVERSITAS TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER

JUDUL TUGAS AKHIR

JUDUL GAMBAR

SKALA

NO

DOSEN PEMBIMBING

MAHASISWA

DESAIN MODEREN STRUKTUR GEDUNG
HOTEL PERSONA PRADALAN SURABAYA
DENGAN MENGGUNAKAN SERTU RANGKA
PAKUL, MENGENA KESURUB (GEMPLA) DAN
BETON PALEKAN

DETAIL PENULANGAN KOLOM

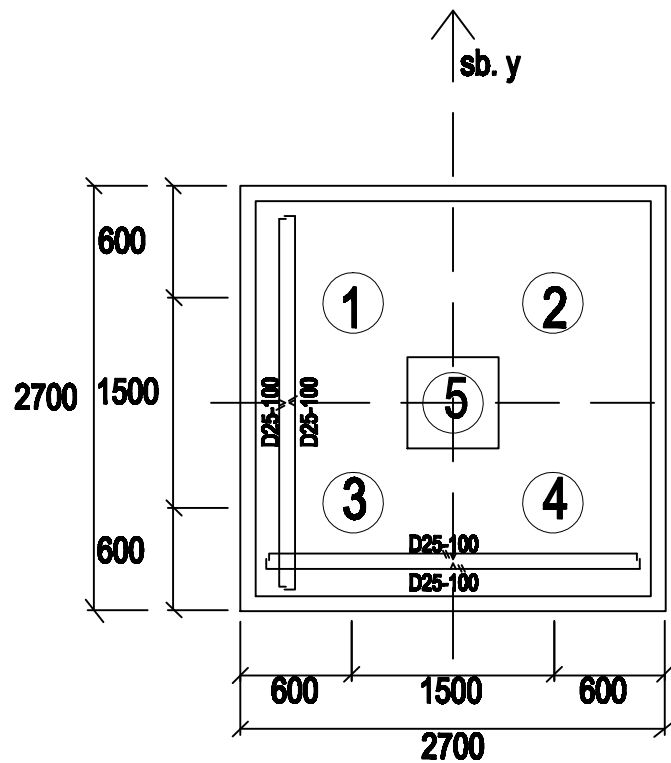
1 : 25

JMLH

PROF. DR. IR. I GUSTI PUTU RAKA
NIP.

PROF. TAYO, ST., MT., PhD
NIP. 197003271997021001

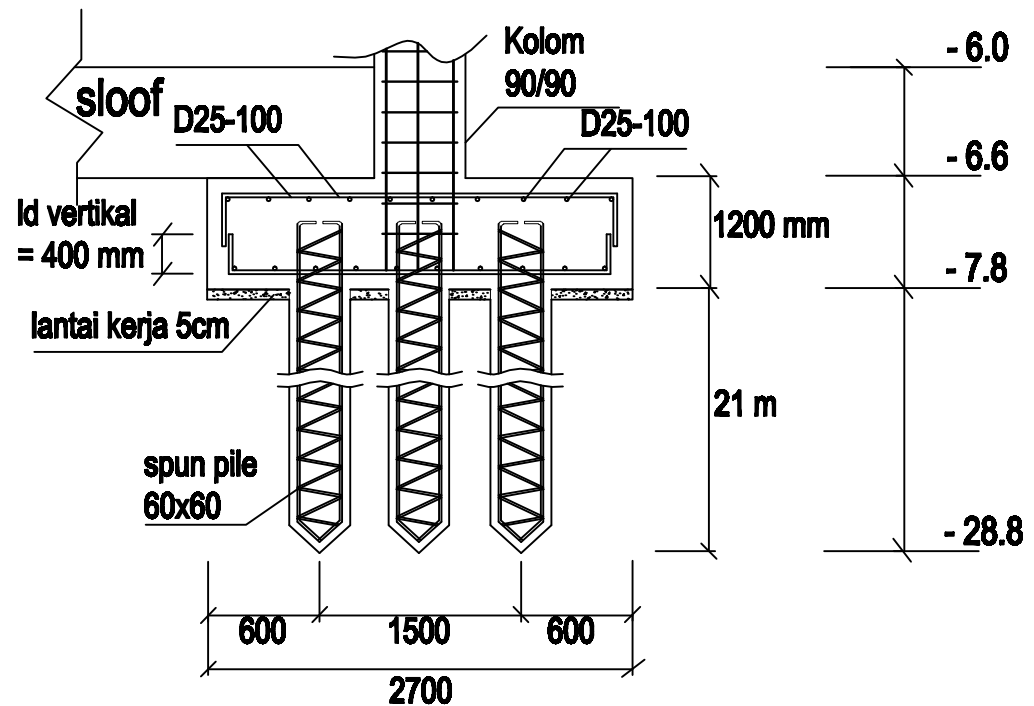
KHOIRUL MAZIDAH
3115105027



28
STR

DENAH PENULANGAN PILECAP 1

SKALA 1:10



28
STR

POTONGAN PILECAP DAN PONDASI 1

SKALA 1:10



INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUHNOPOWERO
FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN
PROGRAM STUDI TEKNIK SIPIL

JUDUL TUGAS AKHIR

DESAIN MODIFIKASI STRUKTUR GEDUNG
HOTEL PESONNA PGADALAN SURABAYA
DENGAN MENGGUNAKAN SISTEM RANGKA
PEMUL MOMEN KHUSUS (SRPMK) DAN
BETON PRATEKAN

JUDUL GAMBAR

DETAIL PILECAP DAN PONDASI
Tipe 1

SKALA

1 : 10

NO

29

JMLH

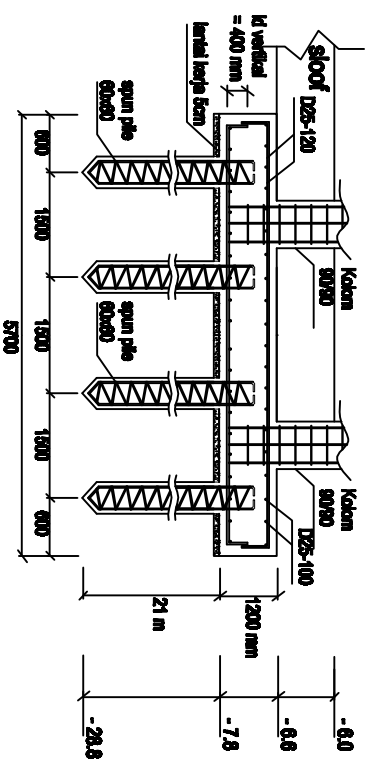
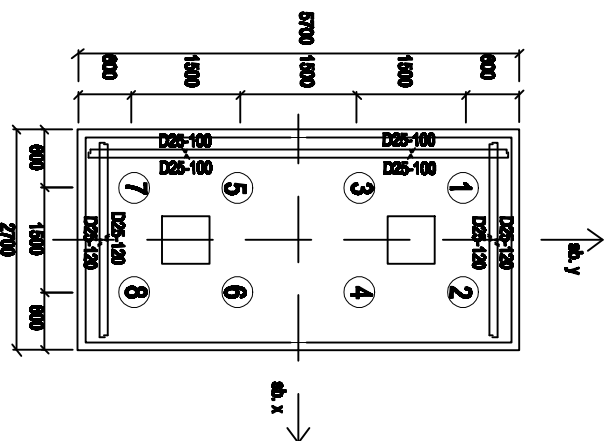
DOSEN PEMBIMBING

PROF. DR. IR. I GUSTI PUTU RAKA
NIP.

PROF. TAVIO, ST., MT., PhD
NIP. 197003271997021001

MAHASISWA

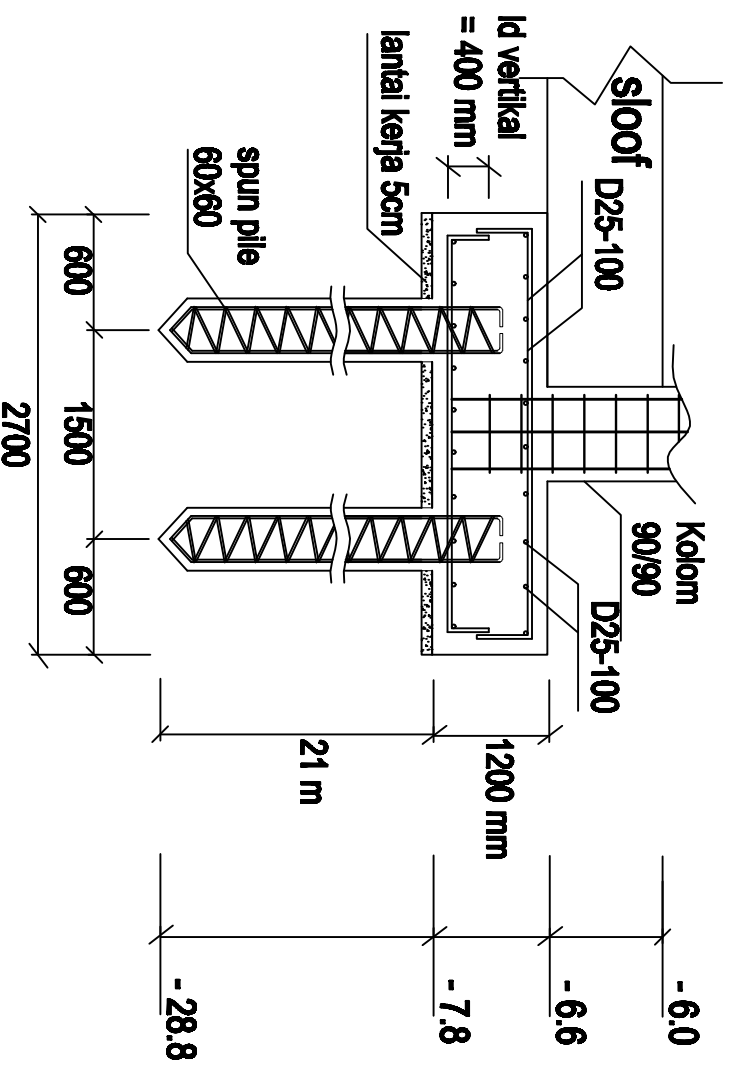
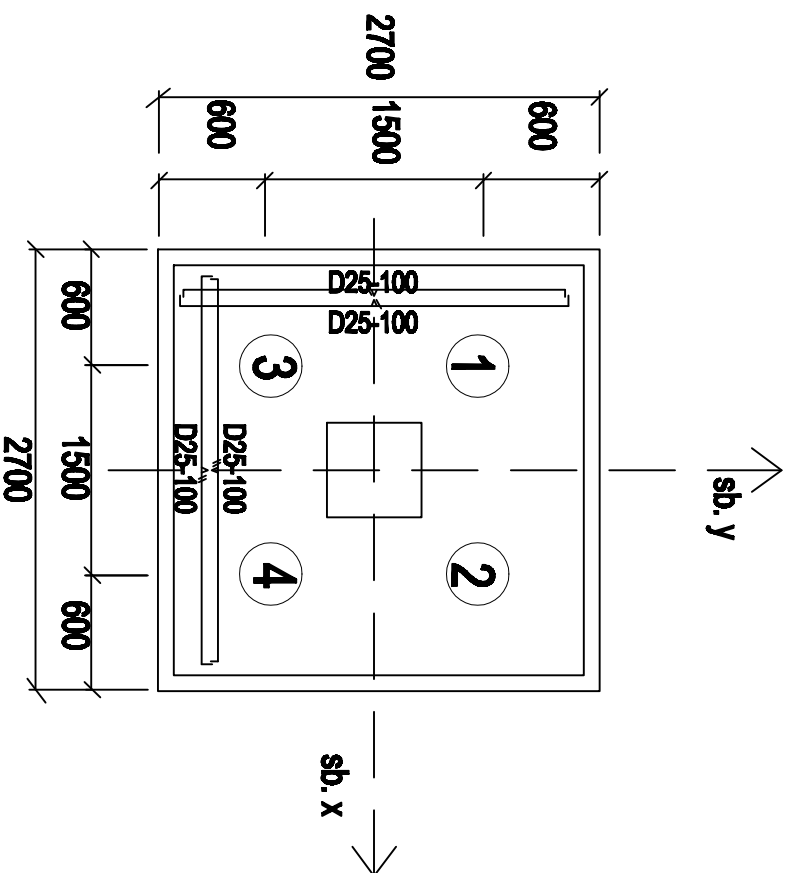
KHOIRUL MAZIDAH
3115105027



28 DENAH PENULANGAN PILECAP 2
SKALA 1:20


28 POTONGAN PILECAP DAN PONDASI 2
SKALA 1:20

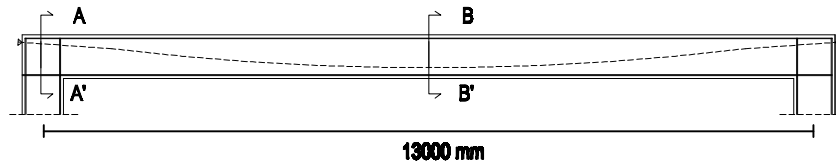
| | | | | | | | |
|--|--|-----------------------------------|--------|----|------------------|--|----------------------------|
| | JUDUL TUGAS AKHIR | JUDUL GAMBAR | SKALA | NO | DOSEN PEMBIMBING | | MAHASISWA |
| | DESAIN MODEREN STRUKTUR GEDUNG HOTEL, PESONAN PRAGADALAN SURABAYA DENGAN LINGKUNGAN SERTA RANGKA PRAKTIK, MODERN KEBUDAYA (SERPADI) DAN BETON PRATETAPAN | DETAIL PILECAP DAN PONDASI TIPE 2 | | | 30 | PROF. DR. IR. I GUSTI PUTU RAKA NIP. | |
| | | | 1 : 20 | | JMLH | PROF. TAVIO, ST., MT., PhD NIP. 197003271997021001 | KHOIRUL MAZIDAH 3115105027 |



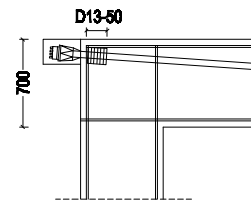
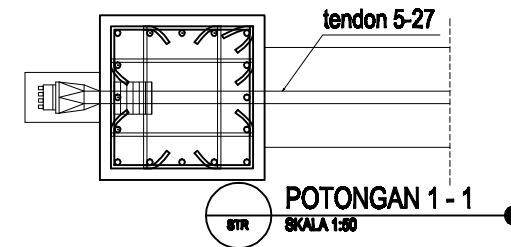
28 DENAH PENULANGAN PILECAP 3
SKALA 1:10

28 POTONGAN PILECAP DAN PONDASI 3
SKALA 1:10

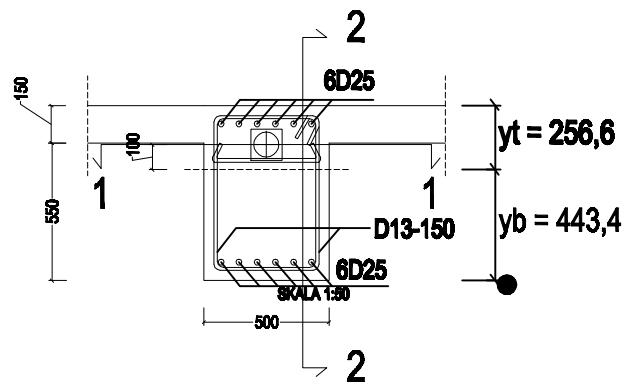
| | | | | | | |
|--|---|--|---------------|--|---|---------------------------------------|
|  INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER JALAN TIRIS, KEMBARA, SURABAYA 60115 TELEPON (031) 7993111 FAX (031) 7993111 WWW.ITS.AC.ID | JUDUL. TUGAS AKHIR | JUDUL GAMBAR | SKALA | NO | DOSEN PEMBIMBING | MAHASISWA |
| | DESKRIPSI MODERATIF STRUKTURAL GEDUNG HOTEL PERSONALIA PERGAJIAN SUBSISTEM DAN SISTEM LAINNYA DENGAN MENGGUNAKAN SISTEM RAKA PAKET, MODUL KEBERSIHAN (GEMPAK) DAN BETON PRATEKAN | DETAIL PILECAP DAN PONDASI TIPE 3 | 1 : 10 | 31 | PROF. DR. IR. I GUSTI PUTU RAKA NIP. | KHOIRUL MAZIDAH 3115105027 |
| | | | | JMLH | | |
| | | | | PROF. TAYO, ST., MT., PhD NIP. 197003271997021001 | | |



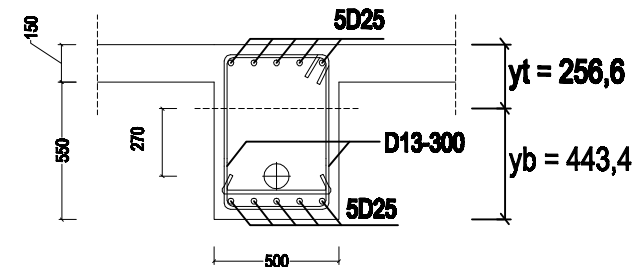
SKETSA TENDON
STR SKALA 1:100



POTONGAN 2 - 2
STR SKALA 1:50



POTONGAN A - A'
STR SKALA 1:50



POTONGAN B - B'
STR SKALA 1:50



JUDUL TUGAS AKHIR
DESAIN MODIFIKASI STRUKTUR GEDUNG
HOTEL PESONNA PRIGADAIAN SURABAYA
DENGAN MENGGUNAKAN SISTEM RANGKA
PEMIKUL MOMEN KHUSUS (SRPMK) DAN
BETON PRATEKAN

JUDUL GAMBAR
DETAIL BALOK PRATEGANG

SKALA
1 : 50

NO
27
JMLH

DOSEN PEMBIMBING
PROF. DR. IR. I GUSTI PUTU RAKA
NIP.
PROF. TAVIO, ST., MT., PhD
NIP. 197003271997021001

MAHASISWA
KHOIRUL MAZIDAH
3115105027

PC PILES

DESCRIPTION

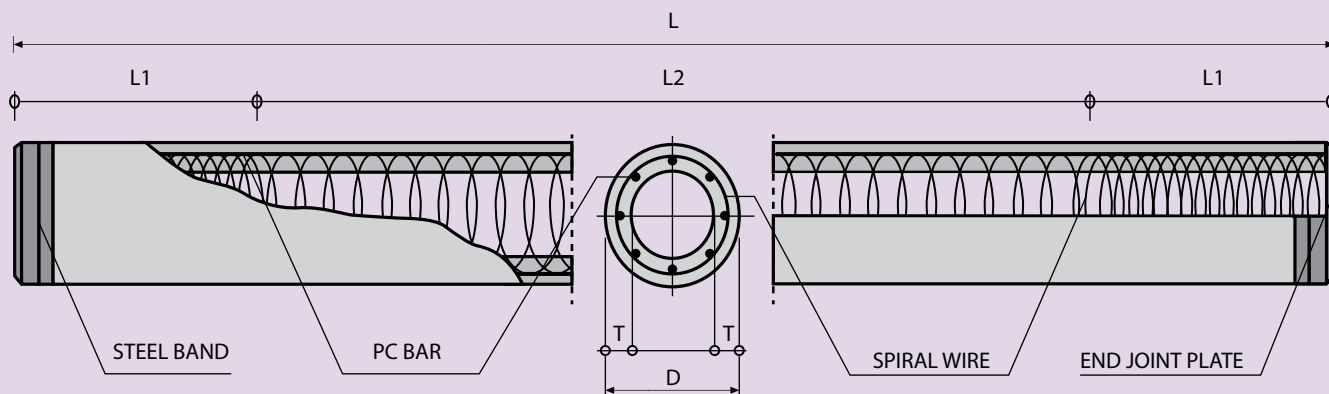
| | |
|-------------------|---|
| Type of Piles | Prestressed Concrete Square Piles Prestressed Concrete Spun Piles Prestressed Concrete Spun Square Piles Prestressed Concrete Triangular Piles |
| System of Joints | Welded at steel joint plate |
| Type of Shoe | Concrete Pencil Shoe (Standard) for PC Spun Piles, Spun Square Pile & Square Piles Mamira Shoe (Special Order) for PC Spun Pile |
| Method of Driving | Dynamic Pile Driving : Diesel Hammer and Hydraulic Hammer Static Pile Driving : Hydraulic Static Pile Driver (Jacking Pile) |

DESIGN & MANUFACTURING REFERENCE

| | | |
|---------------|---------------------------------------|--|
| Design | ACI 543R - 00 SNI 03 - 2847 - 2002 | Design, Manufactured and Installation of Concrete Piles Indonesian Standard Code for Concrete |
| Manufacturing | WB - PRD - PS - 16 | Production Manufacturing Procedure |

SPUN PILE WITH TEKCON TECHNOLOGIES, WIKAL CLT STANDARD

UPPER / MIDDLE PILE (DOUBLE JOINT)



| Outer Diameter of Piles D (mm) | Wall Thickness T (mm) | Spiral Wire Diameter (mm) | Pitch | | Length of Pitch | |
|--------------------------------------|-----------------------------|---------------------------------|--------------|--------------|-----------------|------------|
| | | | Zone L1 (mm) | Zone L2 (mm) | L1 (mm) | L2 (mm) |
| 300 | 60 | 3.2 | 50 | 100 | 900 | L - 2 (L1) |
| 350 | 70 | 3.2 | 50 | 100 | 1050 | L - 2 (L1) |
| 400 | 75 | 3.2 | 50 | 100 | 1200 | L - 2 (L1) |
| 450 | 80 | 4.0 | 50 | 100 | 1350 | L - 2 (L1) |
| 500 | 90 | 4.0 | 50 | 100 | 1500 | L - 2 (L1) |
| 600 | 100 | 4.0 | 50 | 100 | 1800 | L - 2 (L1) |

PRE-TENSIONED SPUN CONCRETE PILES SPECIFICATION

Structural Properties

| Outer Diameter (mm) | ConcreteWall Thickness (mm) | Class | PC. Bar | | | Concrete Sectional Area (cm²) | Concrete Moment Inertia (cm⁴) | Effective Prestress (kg/cm²) | Allowable Axial Load (ton) | | Bending Moment | | Nominal Weight (kg/m) |
|------------------------|--------------------------------|-------|------------------|----------------|----------------------|----------------------------------|----------------------------------|---------------------------------|-------------------------------|--------------|----------------|----------------|--------------------------|
| | | | Diameter (mm) | Number (mm) | Sectional Area (cm²) | | | | BS.8004-1986 | ACI 543-1979 | Cracking (t.m) | Ultimate (t.m) | |
| | | | | | | | | | | | | | |
| 300 | 60 | A | 7.4 | 6 | 2.40 | 452 | 35472 | 47.03 | 64 | 73 | 2.7 | 3.5 | 118 |
| 350 | 70 | A | 7.4 | 8 | 3.20 | 616 | 65683 | 46.15 | 87 | 99 | 4.3 | 5.5 | 161 |
| 400 | 75 | A | 7.4 | 10 | 4.00 | 766 | 109130 | 46.37 | 108 | 123 | 6.2 | 7.9 | 200 |
| | | B | 9.2 | 12 | 7.68 | 766 | 111559 | 82.55 | 101 | 118 | 8.4 | 15.1 | 200 |
| 450 | 80 | A | 9.2 | 8 | 5.12 | 930 | 170951 | 48.65 | 131 | 149 | 8.8 | 11.4 | 242 |
| | | B | 9.2 | 16 | 10.24 | 930 | 175332 | 89.27 | 121 | 141 | 12.2 | 22.7 | 242 |
| 500 | 90 | A | 9.2 | 10 | 6.40 | 1159 | 262048 | 48.77 | 163 | 186 | 12.2 | 15.8 | 302 |
| | | B | 9.2 | 18 | 11.52 | 1159 | 267428 | 81.91 | 154 | 178 | 16.0 | 28.4 | 302 |
| 600 | 100 | A | 9.2 | 12 | 7.68 | 1571 | 522509 | 43.63 | 223 | 253 | 19.3 | 22.7 | 409 |
| | | B | 9.2 | 24 | 15.36 | 1571 | 534509 | 80.79 | 209 | 242 | 26.4 | 45.4 | 409 |

- Note : 1) TEKCON PC Piles are manufacture in compliance with JIS A 5335-1987 Pretensioned Spun Concrete Piles and generally conforming to other specification (ACI 543-1979 & BS.8004-1986 / BS.8110-1985) (ACI 543-1979)
- 2) PC Bar and Spiral Wires comply with JIS G 3137 -1994 and BS.4482 respectively
- 3) Allowable Axial Load is applicable for pile acting as a short strut. Calculation is based on BS.8004-1986 Foundation & ACI 543-1979
- 4) Minimum compressive strength of concrete at age 28 days shall be 60 N/mm²
- 5) Standard piles length is 6 M, 9 M, 10 M and 12 M
- 6) Modification of the properties can be made upon orders
- 7) We have a right to modify our manufacturing specification without any prior notice

PRE-TENSIONED SPUN HIGH STRENGTH CONCRETE PILES SPECIFICATION

Grade 80 Piles

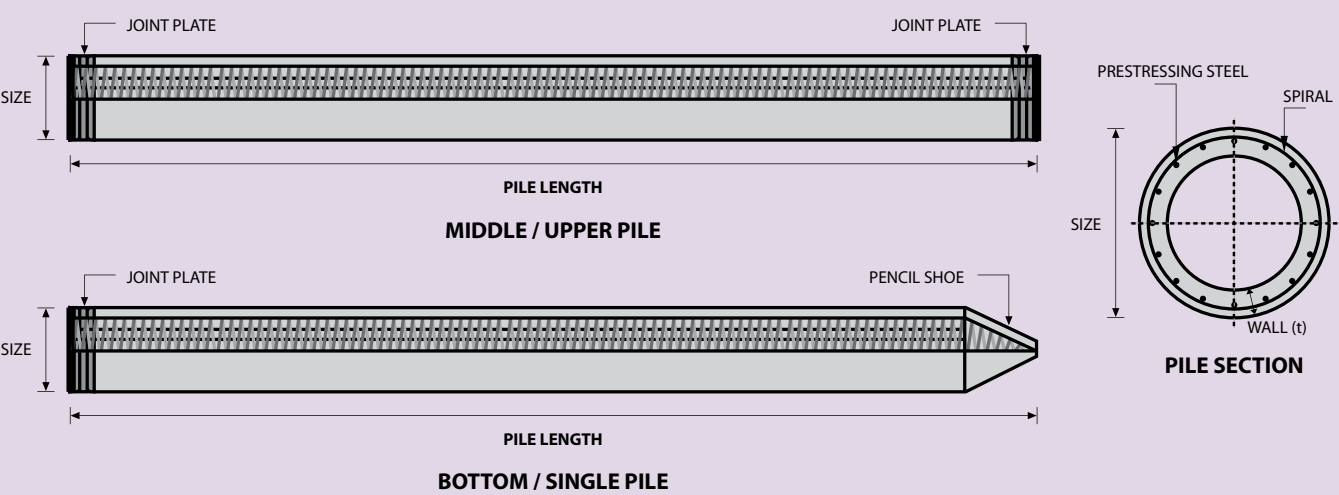
| Outer Diameter (mm) | ConcreteWall Thickness (mm) | Class | PC. Bar | | | Concrete Sectional Area (cm²) | Concrete Moment Inertia (cm⁴) | Effective Prestress (kg/cm²) | Allowable Axial Load (ton) | Bending Moment | | Nominal Weight (kg/m) |
|------------------------|--------------------------------|-------|------------------|----------------|-------------------------|----------------------------------|----------------------------------|---------------------------------|-------------------------------|-------------------|-------------------|--------------------------|
| | | | Diameter (mm) | Number (mm) | Sectional Area (cm²) | | | | | Cracking (t.m) | Ultimate (t.m) | |
| | | | | | | | | | ACI 543-1979 | | | |
| 300 | 60 | A | 7.1 | 6 | 2.37 | 452 | 35416 | 49.59 | 102 | 2.88 | 3.16 | 118 |
| 350 | 70 | A | 7.1 | 8 | 3.17 | 616 | 65533 | 48.71 | 139 | 4.54 | 6.75 | 161 |
| 400 | 75 | A | 7.1 | 10 | 3.96 | 766 | 108803 | 48.97 | 173 | 6.61 | 9.73 | 200 |
| | | B | 9 | 12 | 7.63 | 766 | 111001 | 87.45 | 165 | 8.88 | 13.51 | 200 |
| 450 | 80 | A | 9 | 8 | 5.09 | 930 | 170556 | 51.59 | 209 | 9.41 | 10.13 | 242 |
| | | B | 9 | 16 | 10.17 | 930 | 174626 | 94.54 | 198 | 12.97 | 20.27 | 242 |
| | | C | 9 | 20 | 12.72 | 930 | 176660 | 112.77 | 194 | 14.55 | 25.34 | 242 |
| 500 | 90 | A | 9 | 10 | 6.36 | 1159 | 261750 | 51.78 | 261 | 13.02 | 14.08 | 302 |
| | | B | 9 | 18 | 11.45 | 1159 | 266994 | 86.95 | 250 | 17.04 | 25.34 | 302 |
| | | C | 9 | 24 | 15.26 | 1159 | 270927 | 109.67 | 243 | 19.75 | 33.78 | 302 |
| 600 | 100 | A | 9 | 12 | 7.63 | 1571 | 522308 | 44.38 | 356 | 20.36 | 29.87 | 409 |
| | | B | 9 | 24 | 15.26 | 1571 | 534365 | 82.21 | 340 | 27.57 | 48.61 | 409 |
| | | C | 9 | 32 | 20.35 | 1571 | 542404 | 103.80 | 331 | 31.89 | 55.53 | 409 |

- Note : 1) TEKCON PC Piles are manufacture in compliance with JIS A 5335-1987 Pretensioned Spun Concrete Piles and generally conforming to other specification (ACI 543-1979)
- 2) PC Bar and Spiral Wires comply with JIS G 3137 -1994 and BS.4482 respectively
- 3) Allowable Axial Load is applicable for pile acting as a short strut. Calculation is based on ACI 543-1979
- 4) Minimum compressive strength of concrete at age 28 days shall be 80 N/mm²
- 5) Standard piles length is 6 M, 9 M, 10 M and 12 M
- 6) Modification of the properties can be made upon orders
- 7) We have a right to modify our manufacturing specification without any prior notice

MATERIAL SPECIFICATION

| ITEM | REFERENCE | DESCRIPTION | SPECIFICATION |
|-------------|--|---|--|
| Aggregate | ASTM C 33 / C 33M-11a | Standard Specification for Concrete Aggregates | |
| Cement | SNI 15 - 2049 - 2004 | Portland Cement | Standard Product Type I Special Order : Type II or V |
| Admixture | ASTM C 494 / C 494M - 99a | Standard Specification for Chemical Admixture for Concrete | Type F : High Range Water Reducing Admixture |
| Concrete | SNI 03 - 2834 - 1993 SNI 03 - 2493 - 1991 | Concrete Mix Design Making and Curing Concrete Sample | |
| PC Strand | ASTM A 416 / A 416M - 99 | Standard Specification for Steel Strand, Uncoated Seven-Wire for Prestressed Concrete | Grade 270 (Low Relaxation Type) |
| PC Wire | JIS G 3536 - 1999 | Uncoated Stress-Relieved Steel Wires and Strands for Prestressed Concrete | SWPD1 (Deformed Wire Type) |
| PC Bar | JIS G 3137 - 1994 | Small Size-Deformed Steel Bars for Prestressed Concrete | Grade D - Class 1 - SBPD 1275/1420 |
| Rebar | SNI 07 - 2052 - 2002 | Reinforcement Steel for Concrete | Steel Class : BjTS 40 (Deformed) Steel Class : BjTP 24 (Round) |
| Spiral Wire | JIS G 3532 - 2000 | Low Carbon Steel Wires | SWM-P (Round Type) Cold-reduced steel wire for the reinforcement of concrete and the manufacture of welded fabric. |
| Joint Plate | JIS G 3101 - 2004 | Rolled Steels for General Structure | SS400 (Tensile Strength 400 N/mm2) Applicable steel product for steel plates and sheets, steel strip in coil, sections, flats and bars. |
| Welding | ANSI / AWS D1.1 - 900 | Structural Welding Code Steel | AWS A5.1/E6013 NIKKO STEEL RB 26 / RD 260, LION 26, or equivalent. |

PILE SHAPE & SPECIFICATION | PRESTRESSED CONCRETE SPUN PILES



PRESTRESSED CONCRETE SPUN PILES SPECIFICATION

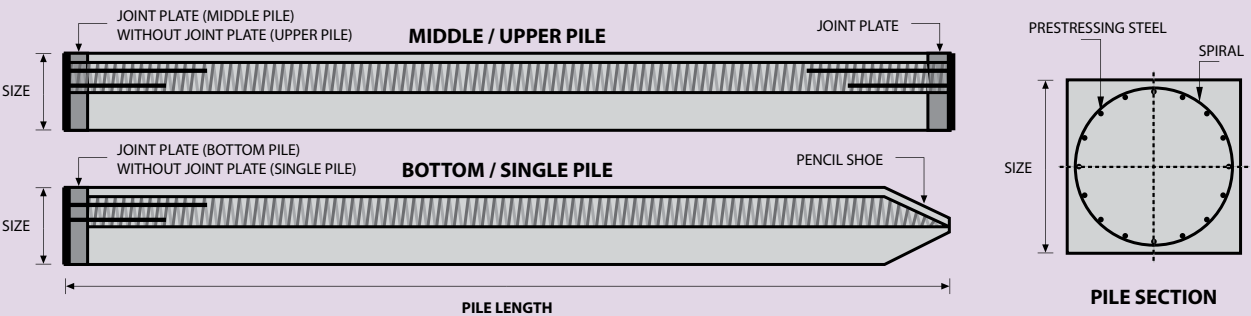
Concrete Compressive Strength $f_c' = 52 \text{ MPa}$ (Cube 600 kg/cm^2)

| Size (mm) | Thickness Wall (t) | Cross Section (cm^2) | Section Inertia (cm^4) | Unit Weight (kg/m) | Class | Bending Moment | | Allowable Compression (ton) | Decompression Tension (ton) | Length of Pile ** (m) |
|--------------|-----------------------|---------------------------------------|---|-------------------------------------|-------|--------------------|------------------|-----------------------------------|-----------------------------------|-----------------------------|
| | | | | | | Crack * (ton.m) | Break (ton.m) | | | |
| 300 | 60 | 452.39 | 34,607.78 | 113 | A2 | 2.50 | 3.75 | 72.60 | 23.11 | 6 - 12 |
| | | | | | A3 | 3.00 | 4.50 | 70.75 | 29.86 | 6 - 13 |
| | | | | | B | 3.50 | 6.30 | 67.50 | 41.96 | 6 - 14 |
| | | | | | C | 4.00 | 8.00 | 65.40 | 49.66 | 6 - 15 |
| 350 | 65 | 581.98 | 62,162.74 | 145 | A1 | 3.50 | 5.25 | 93.10 | 30.74 | 6 - 13 |
| | | | | | A3 | 4.20 | 6.30 | 89.50 | 37.50 | 6 - 14 |
| | | | | | B | 5.00 | 9.00 | 86.40 | 49.93 | 6 - 15 |
| | | | | | C | 6.00 | 12.00 | 85.00 | 60.87 | 6 - 16 |
| 400 | 75 | 765.76 | 106,488.95 | 191 | A2 | 5.50 | 8.25 | 121.10 | 38.62 | 6 - 14 |
| | | | | | A3 | 6.50 | 9.75 | 117.60 | 45.51 | 6 - 15 |
| | | | | | B | 7.50 | 13.50 | 114.40 | 70.27 | 6 - 16 |
| | | | | | C | 9.00 | 18.00 | 111.50 | 80.94 | 6 - 17 |
| 450 | 80 | 929.91 | 166,570.38 | 232 | A1 | 7.50 | 11.25 | 149.50 | 39.28 | 6 - 14 |
| | | | | | A2 | 8.50 | 12.75 | 145.80 | 53.39 | 6 - 15 |
| | | | | | A3 | 10.00 | 15.00 | 143.80 | 66.57 | 6 - 16 |
| | | | | | B | 11.00 | 19.80 | 139.10 | 78.84 | 6 - 17 |
| | | | | | C | 12.50 | 25.00 | 134.90 | 100.45 | 6 - 18 |
| 500 | 90 | 1,159.25 | 255,324.30 | 290 | A1 | 10.50 | 15.75 | 185.30 | 54.56 | 6 - 15 |
| | | | | | A2 | 12.50 | 18.75 | 181.70 | 68.49 | 6 - 16 |
| | | | | | A3 | 14.00 | 21.00 | 178.20 | 88.00 | 6 - 17 |
| | | | | | B | 15.00 | 27.00 | 174.90 | 94.13 | 6 - 18 |
| | | | | | C | 17.00 | 34.00 | 169.00 | 122.04 | 6 - 19 |
| 600 | 100 | 1,570.80 | 510,508.81 | 393 | A1 | 17.00 | 25.50 | 252.70 | 70.52 | 6 - 16 |
| | | | | | A2 | 19.00 | 28.50 | 249.00 | 77.68 | 6 - 17 |
| | | | | | A3 | 22.00 | 33.00 | 243.20 | 104.94 | 6 - 18 |
| | | | | | B | 25.00 | 45.00 | 238.30 | 131.10 | 6 - 19 |
| | | | | | C | 29.00 | 58.00 | 229.50 | 163.67 | 6 - 20 |
| 800 | 120 | 2,563.54 | 1,527,869.60 | 641 | A1 | 40.00 | 60.00 | 415.00 | 119.34 | 6 - 20 |
| | | | | | A2 | 46.00 | 69.00 | 406.10 | 151.02 | 6 - 21 |
| | | | | | A3 | 51.00 | 76.50 | 399.17 | 171.18 | 6 - 22 |
| | | | | | B | 55.00 | 99.00 | 388.61 | 215.80 | 6 - 23 |
| | | | | | C | 65.00 | 130.00 | 368.17 | 290.82 | 6 - 24 |
| 1000 *** | 140 | 3,782.48 | 3,589,571.20 | 946 | A1 | 75.00 | 112.50 | 613.52 | 169.81 | 6 - 22 |
| | | | | | A2 | 82.00 | 123.00 | 601.27 | 215.16 | 6 - 23 |
| | | | | | A3 | 93.00 | 139.50 | 589.66 | 258.19 | 6 - 24 |
| | | | | | B | 105.00 | 189.00 | 575.33 | 311.26 | 6 - 24 |
| | | | | | C | 120.00 | 240.00 | 555.23 | 385.70 | 6 - 24 |
| 1200 *** | 150 | 4,948.01 | 6,958,136.85 | 1,237 | A1 | 120.00 | 180.00 | 802.80 | 221.30 | 6 - 24 |
| | | | | | A2 | 130.00 | 195.00 | 794.50 | 252.10 | 6 - 24 |
| | | | | | A3 | 145.00 | 217.50 | 778.60 | 311.00 | 6 - 24 |
| | | | | | B | 170.00 | 306.00 | 751.90 | 409.60 | 6 - 24 |
| | | | | | C | 200.00 | 400.00 | 721.50 | 522.20 | 6 - 24 |

Note : *) Crack Moment Based on JIS A 5335-1987 (Prestressed Spun Concrete Piles)
 **) Length of pile may exceed usual standard whenever lifted in certain position
 ***) Type of Shoe for Bottom Pile is Mamira Shoe

Unit Conversion : 1 ton = 9.8060 kN

PILE SHAPE & SPECIFICATION | PRESTRESSED CONCRETE SQUARE PILES



PRESTRESSED CONCRETE SQUARE PILES SPECIFICATION

Concrete Compressive Strength $f_c' = 42 \text{ MPa}$ (Cube 500 kg/cm^2)

Unit Conversion : 1 ton = 9.8060 kN

| Size (mm) | Cross Section (cm ²) | Section Inertia (cm ⁴) | Unit Weight (kg/m) | Class | Bending Moment | | Allowable Compression (ton) | Decompression Tension (ton) | Length of Pile * (m) | Splice Class | |
|--------------|--|--|--------------------------|-------|------------------|---------------------|-----------------------------------|-----------------------------------|----------------------------|-----------------------------------|-------------|
| | | | | | Crack (ton.m) | Ultimate (ton.m) | | | | Compatible to Body M_{crack} | Optional |
| 200 x 200 | 400 | 13,333 | 100 | A | 1.55 | 2.65 | 49.08 | 27.47 | 6 - 9 | I | II |
| 250 x 250 | 625 | 32,552 | 156 | A | 2.29 | 3.46 | 81.40 | 28.10 | 6 - 10 | III | IV |
| | | | | B | 2.52 | 4.33 | 79.62 | 34.80 | 6 - 11 | II | - |
| | | | | C | 2.78 | 5.19 | 77.92 | 41.30 | 6 - 11 | I | II |
| 300 x 300 | 900 | 67,500 | 225 | A | 3.64 | 5.19 | 118.59 | 35.40 | 6 - 11 | IV | V |
| | | | | B | 3.98 | 6.23 | 116.76 | 42.20 | 6 - 11 | III | IV/V |
| | | | | C | 4.48 | 7.47 | 114.66 | 50.20 | 6 - 12 | II | - |
| | | | | D | 4.92 | 9.34 | 111.60 | 61.90 | 6 - 12 | I | III/IV/V |
| 350 x 350 | 1,225 | 125,052 | 306 | A | 5.33 | 6.57 | 163.98 | 38.60 | 6 - 11 | III | IV |
| | | | | B | 6.07 | 8.72 | 160.68 | 50.90 | 6 - 12 | II | - |
| | | | | C | 6.63 | 10.90 | 157.45 | 63.10 | 6 - 12 | I | IV |
| | | | | D | 7.30 | 13.08 | 154.32 | 75.00 | 6 - 13 | I | III/IV |
| 400 x 400 | 1,600 | 213,333 | 400 | A | 7.89 | 9.96 | 213.96 | 51.40 | 6 - 12 | IV | V |
| | | | | B | 8.71 | 12.45 | 210.60 | 63.80 | 6 - 12 | III | IV/V |
| | | | | C | 9.51 | 14.95 | 207.32 | 76.00 | 6 - 13 | II | III/IV/V |
| | | | | D | 11.82 | 22.42 | 198.01 | 111.60 | 6 - 14 | I | II/III/IV/V |
| 450 x 450 | 2,025 | 341,719 | 506 | A | 11.17 | 14.01 | 270.98 | 64.30 | 6 - 12 | III | IV |
| | | | | B | 12.10 | 16.81 | 267.61 | 76.80 | 6 - 13 | III | IV |
| | | | | C | 13.01 | 19.62 | 264.30 | 89.10 | 6 - 13 | II | III/IV |
| | | | | D | 14.78 | 25.22 | 257.88 | 113.30 | 6 - 14 | I | II/III/IV |
| 500 x 500 | 2,500 | 520,833 | 625 | A | 15.16 | 18.68 | 335.12 | 77.30 | 6 - 13 | III | IV |
| | | | | B | 16.19 | 21.79 | 331.72 | 89.90 | 6 - 13 | II | III/IV |
| | | | | C | 17.21 | 24.91 | 328.38 | 102.20 | 6 - 14 | I | II/III/IV |
| | | | | D | 18.22 | 28.02 | 325.09 | 114.50 | 6 - 14 | I | II/III/IV |

Note : *) Length of pile may exceed usual standard whenever lifted in certain position

TYPICAL SPLICE SPECIFICATION

| Size (mm) | Class | Bending Moment | | Tension | |
|--------------|-------|----------------------|---------------------|--------------------|-------------------|
| | | Allowable (ton.m) | Ultimate (ton.m) | Allowable (ton) | Ultimate (ton) |
| 200 x 200 | I | 1.56 | 2.11 | 41.82 | 47.05 |
| | II | 0.76 | 1.02 | 16.34 | 18.38 |
| 250 x 250 | I | 3.17 | 4.28 | 55.22 | 62.12 |
| | II | 2.99 | 4.03 | 41.41 | 46.59 |
| | III | 2.34 | 3.17 | 41.41 | 46.59 |
| | IV | 1.29 | 1.74 | 24.50 | 27.57 |
| 300 x 300 | I | 5.96 | 8.05 | 83.64 | 94.10 |
| | II | 4.53 | 6.12 | 62.73 | 70.57 |
| | III | 4.28 | 5.78 | 55.22 | 62.12 |
| | IV | 3.96 | 5.35 | 41.41 | 46.59 |
| | V | 2.34 | 3.16 | 24.50 | 27.57 |
| 350 x 350 | I | 7.67 | 10.35 | 83.64 | 94.10 |
| | II | 6.81 | 9.19 | 83.64 | 94.10 |
| | III | 5.71 | 7.71 | 55.22 | 62.12 |
| | IV | 3.30 | 4.45 | 27.61 | 31.06 |
| 400 x 400 | I | 12.20 | 16.47 | 117.95 | 132.69 |
| | II | 11.28 | 15.23 | 88.46 | 99.52 |
| | III | 9.41 | 12.71 | 83.64 | 94.10 |
| | IV | 8.58 | 11.58 | 62.73 | 70.57 |
| | V | 3.97 | 5.36 | 27.61 | 31.06 |
| 450 x 450 | I | 15.80 | 21.33 | 147.43 | 165.86 |
| | II | 14.07 | 19.00 | 117.95 | 132.69 |
| | III | 13.02 | 17.57 | 88.46 | 99.52 |
| | IV | 6.55 | 8.84 | 41.82 | 47.05 |
| 500 x 500 | I | 19.72 | 26.63 | 118.60 | 133.43 |
| | II | 16.51 | 22.29 | 117.95 | 132.69 |
| | III | 15.14 | 20.43 | 88.46 | 99.52 |
| | IV | 7.56 | 10.21 | 41.82 | 47.05 |

EXAMPLES OF SPLICE SELECTION

Case 1 : Compatible to Body Moment Crack

Splice of PC Piles having equivalent performance to the crack bending moment of the main body.

Upper Pile
300x300 Class A
Mom. Crack = 3.64 ton.m
Mom. Ult = 5.19 ton.m
Decomp. Tension = 35.40 ton

Splice : Class IV
Mom. Allow = 3.96 ton.m
Tens. Allow = 41.41 ton

Bottom Pile
300x300 Class A
Mom. Crack = 3.64 ton.m
Mom. Ult = 5.19 ton.m
Decomp. Tension = 35.40 ton

Case 2 : Optional Splice

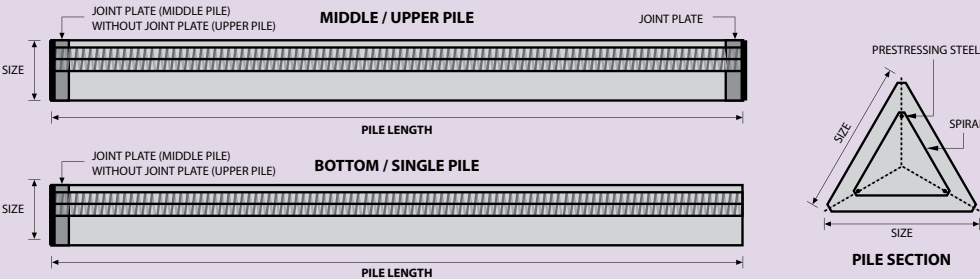
Application of optional splices should be approved by structure designer.

Upper Pile
300x300 Class A
Mom. Crack = 3.64 ton.m
Mom. Ult = 5.19 ton.m
Decomp. Tension = 35.40 ton

Splice : Class V
Mom. Allow = 2.34 ton.m
Tens. Allow = 24.50 ton

Bottom Pile
300x300 Class A
Mom. Crack = 3.64 ton.m
Mom. Ult = 5.19 ton.m
Decomp. Tension = 35.40 ton

PILE SHAPE & SPECIFICATION | PRESTRESSED CONCRETE TRIANGULAR PILES



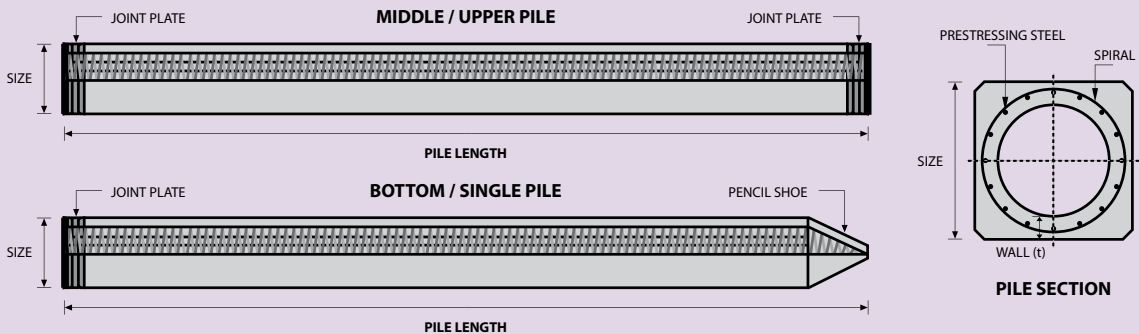
PRESTRESSED CONCRETE TRIANGULAR PILES SPECIFICATION

Concrete Compressive Strength $f_c' = 42 \text{ MPa}$ (Cube 500 kg/cm^2)

| Size (mm) | Cross Section (cm^2) | Section Inertia (cm^4) | Unit Weight (kg/m) | Class | Bending Moment | | Allowable Compression (ton) | Length of Pile * (m) |
|--------------|---------------------------------------|---|-------------------------------------|-------|------------------|---------------------|-----------------------------------|----------------------------|
| | | | | | Crack (ton.m) | Ultimate (ton.m) | | |
| 280 | 318.7 | 9,080.50 | 79.7 | A | 0.66 | 0.92 | 42.26 | 6 - 8 |
| | | | | B | 0.90 | 1.77 | 39.50 | 6 - 9 |
| 320 | 422.6 | 16,188.90 | 105.7 | A | 0.89 | 1.11 | 57.02 | 6 - 8 |
| | | | | B | 1.20 | 2.15 | 54.10 | 6 - 9 |

Unit Conversion : 1 ton = 9.8060 kN

PILE SHAPE & SPECIFICATION | PRESTRESSED CONCRETE SPUN SQUARE PILES



PRESTRESSED CONCRETE SPUN SQUARE PILES SPECIFICATION

Concrete Compressive Strength $f_c' = 52 \text{ MPa}$ (Cube 600 kg/cm^2)

| Size (mm) | Thickness Wall (t) | Cross Section (cm^2) | Section Inertia (cm^4) | Unit Weight (kg/m) | Class | Bending Moment | | Allowable Compression (ton) | Decompression Tension (ton) | Length of Pile * (m) |
|--------------|-----------------------|---------------------------------------|---|-------------------------------------|-------|------------------|---------------------|-----------------------------------|-----------------------------------|----------------------------|
| | | | | | | Crack (ton.m) | Ultimate (ton.m) | | | |
| 400 X 400 | 75 | 1109.13 | 194,159 | 277 | A2 | 6.50 | 10.00 | 182.63 | 38.00 | 6 - 13 |
| | | | | | A3 | 8.00 | 12.00 | 180.62 | 45.30 | 6 - 14 |
| | | | | | B | 10.00 | 18.00 | 173.15 | 73.10 | 6 - 15 |
| | | | | | C | 11.00 | 22.00 | 169.49 | 91.70 | 6 - 16 |
| 450 X 450 | 80 | 1364.48 | 307,000 | 341 | A1 | 8.50 | 12.50 | 227.01 | 38.20 | 6 - 13 |
| | | | | | A2 | 11.00 | 17.00 | 222.95 | 52.90 | 6 - 15 |
| | | | | | A3 | 13.00 | 20.90 | 219.05 | 67.10 | 6 - 16 |
| | | | | | B | 13.50 | 24.00 | 215.32 | 80.90 | 6 - 16 |
| | | | | | C | 15.50 | 31.00 | 208.10 | 114.00 | 6 - 16 |

Note : *) Length of pile may exceed usual standard whenever lifted in certain position

Unit Conversion : 1 ton = 9.8060 kN

PRODUCT APPLICATION



Piles foundation for Power Plant or Industrial Factory



Piles for Marine Structurer



Piles Foundation for Building



Piles Foundation for Bridges

PT CITRA LAUTAN TEDUH

Head Office & Factory

Jl. Hang Jebat Km. 01 Batu Besar, Batam - Indonesia | Ph. (062) 778 761185, 761186 | Fax. (062) 778 761184 | Visit us : <http://www.wikadt.co.id>

Factory Support

Binjai (North Sumatera), Tegineneng (Lampung South Sumatera), Kalianda (Lampung, South Sumatera), Bogor, Karawang, Majalengka (West Java), Boyolali (Central Java), Pasuruan (East Java), Balikpapan (East Borneo-in Progress), Makassar (South Celebes)

VSL POST-TENSIONING SOLUTIONS



CONCEPTUAL DESIGN
ENGINEERING SOLUTIONS
CONSTRUCTION PARTNER
FOR BRIDGES, BUILDINGS
CONTAINMENT
STRUCTURES, SLAB ON
GRADE, SPECIAL
STRUCTURES, REPAIR
AND STRENGTHENING

A REPUTATION FOR EXCELLENCE SINCE 1

VSL's leadership in post-tensioning

VSL is a recognised leader in the field of special construction methods. Well-proven technical systems and sound in-house engineering are the basis of the group's acknowledged reputation for innovative conceptual designs and engineering solutions, for reliability, quality and efficiency.



VSL executes all works using its own staff and equipment.



Gateway, Australia - 2008

VSL – post-tensioning as the core business

For decades, VSL has designed, manufactured and installed durable, state-of-the-art post-tensioning systems complying with international standards and approval guidelines for both new and existing structures. Services and products are all aimed at delivering the optimal solution for the customer.



Deep Bay Link, Hong Kong - 2005

The VSL Network

VSL operates as a multinational group of companies whose subsidiaries and licensees are organised into closely-cooperating regional units. Customers benefit greatly from the continuing development of VSL's special

construction methods and from the exchange of information taking place within the VSL Network.

VSL's aim of creating innovative solutions by adapting proven experience is supported by the ability to identify and share immediately the best ideas that have been introduced anywhere within the network. The solutions are developed and tailored for clients worldwide.

VSL subsidiaries execute all work using their own personnel and equipment: technical consultancy and support during planning and all phases of construction are part of VSL's value-added service, which is tailored to suit the client's needs.

VSL – your construction partner

With offices throughout the world, VSL offers a comprehensive range of professional, high-quality services for all kinds of projects, from feasibility studies and preliminary designs to alternative proposals, contractor consultancy services and field installation. All are aimed at finding the best possible solutions with the best value for money. VSL's involvement seeks to provide fully-customised solutions adapted to the client's requirements. Its worldwide network allows VSL to offer a high degree of competence and flexibility, participating with a spirit of co-operation to find the most appropriate solutions. VSL's goal is to be a privileged partner for engineers and contractors.



Dubai Festival City, UAE - 2006

1956


Changing the way we do business

For VSL, sustainable development means striking a balance in its development model between the economic profitability of its businesses and their social and environmental impacts. That commitment is formalised into the VSL Sustainable Development program which focuses on safety, use of fewer scarce materials and less energy and production of less pollution and waste.

VSL – guided by a strong QSE culture

VSL's leading position is based on a rigorous and committed quality culture. The QSE (quality, safety, environment) policy is VSL's first priority. Local teams ensure co-ordination of actions, encourage sharing of experience and promote best practice, with the aim of continuously improving performance. In VSL's culture, employees are vitally important to the competitiveness and prosperity of the company. VSL is committed to maintaining the highest levels of client satisfaction and personnel safety.

CONTRIBUTING TO
SUSTAINABLE SOLUTIONS

Better
Life

Post-tensioning reduces CO₂ emissions by up to 37%

Generally the use of VSL Post-tensioning delivers the maximum cost-benefit for a project and has as well a beneficial impact on its sustainability and CO₂ emissions during construction. Compared with conventional reinforced concrete slabs, the use of post-tensioning results in more durable structures with reduced concrete volumes, lowering the CO₂ emissions by up to 37%.

Post-tensioning offers significant reductions

| Materials and quantities | RC (kg CO ₂ /m ²) | PC (kg CO ₂ /m ²) |
|---------------------------|--|--|
| Energy | 541 | 340 |
| Materials | 7,567 | 4,760 |
| Freight | 2,162 | 1,360 |
| Site staff transportation | 216 | 136 |
| Plant | 108 | 68 |
| Site waste | 216 | 136 |
| Total | 10,811 | 6,800 |

The overall reduction of CO₂ emission can achieve up to 37%!

RC: Reinforced concrete PC: Post-tensioned concrete



The VSL Academy

Competence is a key factor and VSL adopts a principle of continuous learning and training. Foremen, supervisors and site managers go through centralised training at the VSL Academy, where they learn best practice in all aspects of post-tensioning.



VSL Post-tensioning systems

The VSL Post-tensioning technology includes several systems that are specifically designed for different applications. The following table describes broadly these different systems and their main field of applications, which are thereon developed in this brochure.

| APPLICATIONS | Monostrand and slab tendons | | Multistrand tendons | | Stressbar | |
|--------------|---|----------|--|----------|--|----------|
| | Bonded | Unbonded | Internal | External | Internal | External |
| | <ul style="list-style-type: none">• Slabs on grade• Building slabs• Transverse post-tensioning in bridge decks... | | <ul style="list-style-type: none">• Longitudinal post-tensioning in bridges• Building frames• Containments• Special structures... | | <ul style="list-style-type: none">• Short tendons, such as transverse post-tensioning for cable-stayed bridge pylons• Precast connections• Structural strengthening... | |

R&D: THE KEY TO QUALITY AND DURABILITY

Research and development are VSL's driving force. The issues of QSE and sustainability have long been priorities together with the efficiency of construction methods and site works. This is

also the case for post-tensioning products and services where durability, monitoring and inspection are important to focus on, as too are competence in design and methods.

Traceability and site efficiency



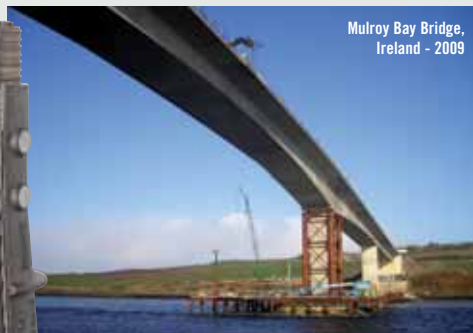
ADAPT, the tool for Automatic Data Acquisition for Post-Tensioning, collects data about tendon forces and elongation during stressing. It uses a personal digital assistant (PDA) to process the information for further use by the client.



PT Observer uses barcode process technology to collect all data throughout the entire post-tensioning process, assuring traceability. VSL's PT Observer and ADAPT systems greatly enhance the quality of the operational process.

Adaptable and cost-saving solutions

The VSL AF Anchorage is used for vertical tendons, where the prestressing force is transferred to the structure at its lowest end and where there is no access.



Mulroy Bay Bridge, Ireland - 2009

VSL develops custom-made specialised equipment such as movable scaffolding systems, launching girders... for bridge construction and has the in-house capabilities to customise them from one project to the next.

New solutions for enhanced durability

Leak-tight encapsulation with PT-PLUS®

VSL continuously drives durability development and markets its PT-PLUS® plastic duct system for leak-tight encapsulation and higher fatigue resistance.

Electrical isolation with VSL CS 2000



Together with the CS 2000 Anchorage, PT-PLUS® ducts produce electrically-isolated tendons (EIT) and allow monitoring of the effectiveness of the corrosion-protective encapsulation. The same principle had already been a success with a VSL world-first, the use of electrically isolated ground anchors on a project in 1985.

Void control with the VSL Grout void sensor



The VSL Grout void sensor is installed at potentially critical points on a tendon and checks for the existence of voids after grouting.

Load control with the VSL Single strand load cell



The VSL-designed Single strand load cell allows economical and precise measurement of the load on a strand. It is compact and easy to install, fitting onto any VSL Anchor head.

TRAINING: AT THE HEART OF STRONG PERFORMANCE

VSL is committed to investing in its staff, setting up training schemes and striving for professionalism.

VSL Academy

VSL has launched the VSL Academy to strengthen the company culture and to develop knowledge sharing by formalising and standardising the training of all post-tensioning foremen, supervisors and site engineers.

The goals of the VSL Academy are to:

- provide a unique training facility and tools within VSL to train our personnel in the skill and techniques required to perform the work to the highest standards specified today;
- provide hands-on practical training on post-tensioning mock-ups designed to cover all operational procedures;
- harmonise working procedures and enhance knowledge.



PMX – training in project management excellence

The programme's content combines technical topics, planning, organisation, risk management and result orientation with communication topics and leadership. Through this, VSL's managers transfer the fundamentals and culture of the company while promoting exchanges and useful networking throughout the group.

On site training

As a specialist contractor, VSL aims to maintain and develop its staff's skills on a long-term basis. Senior staff members are in charge of teaching VSL Techniques to new recruits. A well-trained staff is VSL's most valuable asset in providing the best-possible service to clients.

**VSL Academy:
a market leader's initiative**



VSL POST-TENSIONING SOLUTIONS FOR

Internal tendons – the most commonly-used solution

The VSL systems are based on the method of post-tensioning. Most applications of the multi-strand system are internal and cement grouted, providing bond to the structure. Such tendons are extensively used in bridges and transportation structures as well as being applied successfully in building construction.

VSL's experience:
150,000 precast segments
forming 6.3 million m²
of bridge deck over
the last 20 years



Kingston's Hunt's Bay Bridge,
Jamaica - 2006



Shenzhen Western Corridor,
Hong Kong - 2004



Gateway Upgrade, Australia - 2009

VSL Post-tensioning systems lead and shape the state-of-the-art in bridge construction. They meet the advanced technical and practical requirements of today's engineers and construction professionals. They are versatile and provide clients with unmatched durability, with a choice of steel or VSL PT-PLUS® plastic duct, as well as the availability of technical and site expertise for fully-encapsulated and electrically-isolated tendons (EIT). The systems comply with national and international standards and are approved by EOTA (European Organisation for Technical Approvals) and by other approval bodies.

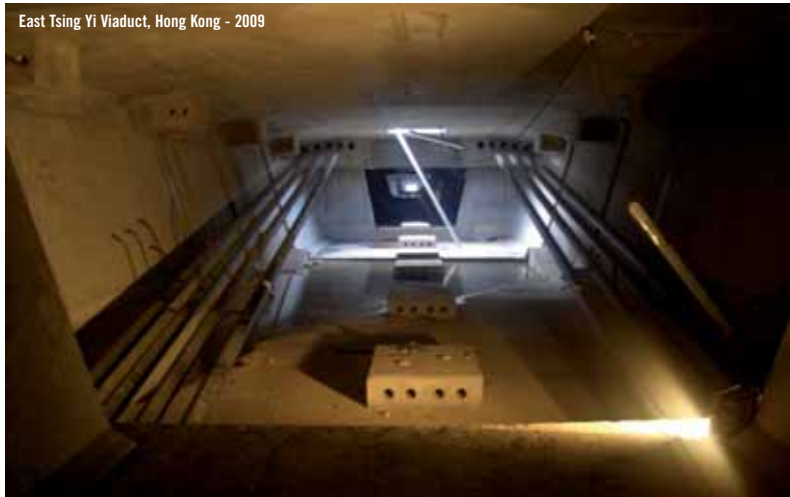
R BRIDGES

External tendons for more flexibility

External post-tensioning tendons are positioned outside of the concrete section, though anchored into buttresses or diaphragms that form part of the bridge structure. They are therefore not bonded to the structure.

VSL external post-tensioning provides features such as the possibility of replacing tendons if required and easy inspection of the integrity of the corrosion protection. Applications are not restricted to concrete, but also include structural

East Tsing Yi Viaduct, Hong Kong - 2009



Boulonnais Viaduct, France - 1996



Brunswick Head, Australia - 2006

steel, composite steel-concrete bridges, timber and masonry structures. The external tendon technology has been used for bridge superstructures, girders in buildings and roof structures as well as for circular structures such as silos and reservoirs.

Gautrain Rapid Rail Link, South Africa - 2009



Medway Crossing Bridge, UK - 2001

External post-tensioning tendons can also be installed after completion of a structure if additional load capacity is required. This is done by adding tendons to the structure if the original design and construction were made to accommodate such an addition. Otherwise, a retrofit method can be implemented, although this requires a high level of engineering for structural analysis.

VSL POST-TENSIONING SOLUTIONS FOR BRIDGES

VSL Post-tensioning – a tool for pushing the limits

Bridge construction without post-tensioning is unthinkable. It is even a prerequisite for most of today's methods and allows the fast bridging of large spans with aesthetically-pleasing results. VSL's competence is outstanding in all known bridge construction methods. It is unrivalled in precast segmental construction, a method particularly suited to building large structures rapidly and economically even and especially into congested urban environments.

VSL as your “know-how partner”

VSL's post-tensioning know-how originates from thousands of projects and starts with a fundamental understanding of economically-optimised bridge concepts. With its design and methodology teams, VSL provides engineers and contractors with expertise in building cost-effective, durable and tailored structures.



BALANCED CANTILEVER CAST-IN-SITU

Gateway bridge upgrade, Australia - 2008



ERECTION BY OVERHEAD GANTRY

Metro de Santiago, Chile - 2005



INCREMENTAL LAUNCHING METHOD

Sagarra-Garrigues water channel, Spain - 2008



ERECTION BY LIFTING FRAME

West Tsing Yi Viaduct, Hong Kong - 2004



ERECTION BY UNDERSLUNG GANTRY

Windsor Flood Plane Project, Australia - 2006

ENHANCING DURABILITY

Gaining something extra with VSL's PT-PLUS® duct system

For conventional applications in non-aggressive environment, corrugated steel ducts are normally used. However, the corrugated plastic ducts and plastic couplers of the VSL PT-PLUS® system provide important advantages when compared with conventional steel ducts, including tight encapsulation, high fatigue resistance and a low friction coefficient.

For details see page 22.



A new coupler for EIT in precast structures

A new plastic coupler now permits full tendon encapsulation or EIT protection at the joints of precast segmental structures. The coupler is compact and similar in size to the ducting and can be used when tendons cross the segment at an angle.

Lect Bridge, Switzerland - 2009



Enhancing durability – VSL's concept for multi-layer protection

The multi-layer corrosion protection system enhances durability. It combines a careful overall concept and design of the structure's waterproof membranes, low-permeability concrete and leak-tight tendon encapsulation with a cementitious grout or other protection systems.

VSL is well qualified to assist decision makers with the adequate service when crucial protection strategies and measures are evaluated and decided.

The tendon encapsulation - the decisive choice

Bearing in mind *fib's* bulletin 33 and given the specific characteristics of PT-PLUS®, the following is recommended:

PL 1: using corrugated metal duct with special high quality grout (e.g. VSL's HPI Grouting). Cement grout provides excellent protection however grouting is a task for specialists. As an experienced specialist contractor, VSL carries out high-quality grouting using trained personnel and reliable equipment and in accordance with well proven procedures. In addition, VSL recommends the use of vacuum-assisted grouting for the most challenging conditions, such as where high

points are not accessible or in other special cases. VSL provides a full service for this state-of-the-art technique.

PL 2: using PT-PLUS® ducts as leak tight encapsulation for enhanced protection against corrosion and fatigue, this is particularly suited



for transverse tendons in bridge deck slabs and other structures where tendons are close to the concrete surface and subjected to fatigue; generally structures in severe corrosion environment and to bridges and other structures with fatigue loadings.

PL 3: allowing monitoring of the integrity of tendon encapsulation including protection against stray currents, applying the Electrical Isolation Tendon (EIT) method with PT-PLUS® ducts and the appropriate VSL Anchorage. VSL's Grout void sensors enhance quality monitoring during grouting of tendons.

PL = Protection Level

VSL POST-TENSIONING IN BUILDINGS - A TOOL TO ACHIEVE SUBSTANTIAL BENEFITS



Kens Project,
Australia - 2004

Architects have:

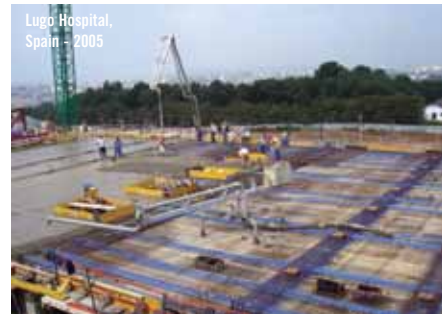
- more aesthetic freedom and larger column-free spaces that generate more flexibility for offices, shopping centres, warehouses, car parks and similar structures.

Contractors gain through:

- shorter construction time as formwork is often simpler and due to lesser back-propping;
- reduced cycle times as post-tensioning allows the structure to be stripped earlier leading to an overall reduction in the construction programme;
- fast and easy installation of electric, air conditioning and other services for flat slabs;
- less energy consumption.



WHotel, USA - 2006



Lugo Hospital,
Spain - 2005



B2B Hotel, Mexico - 2008

Considerable savings for all parties

The advantages of using post-tensioning in buildings are being exploited in many countries and acknowledged by all partners in the construction process.

Owners benefit from:

- savings in materials in structures and foundations, leading to more economical construction;
- reduced financing costs due to shorter construction periods;
- less need for maintenance because of the crack and vibration control;
- more useable space within the available height limits;
- reduced deflection of structures.

VSL's experience

of economical applications:

- post-tensioned slabs for all types of buildings, parking structures and warehouses;
- post-tensioned transfer beams and transfer plates to provide spacious, column-free, architecturally pleasing spaces such as entrance halls, lobbies and convention rooms;
- post-tensioned raft foundations resulting in more economical solutions with improved deflection behaviour and better soil pressure distribution;
- post-tensioned concrete walls such as cores and masonry walls, allowing the architect and engineer to design with more flexibility and pleasing aesthetics;

EFITS

- post-tensioning in structural members such as the mega-trusses of high-rise buildings to withstand wind-generated overturning moments.

VSL Post-tensioning services – providing a solid frame for any structure

VSL's scope of services goes beyond the supply of components and includes:

- design assistance at the conceptual stage to select the best option for the floor system and provide preliminary sizing and quantities;

Burj Residence Dubai, UAE - 2007



- assistance in all detailed design stages with a constant aim of optimising savings in materials, achieving sustainability of the structure and easing construction to reduce the cycle times and the resources required;
- all works for the supply and installation of the post-tensioning materials, including a turnkey service package provided by VSL's site teams.

VSL's experience: Millions of square metres designed and built throughout the world over the past 50 years

Detailed information is given in VSL's "Post-tensioning in building" publication (Report Series 4.1 and 4.2).

APPLICATIONS



FRAME CONSTRUCTION

Venetian Macao Resort Hotel, China - 2007

Frame construction for speed and ease of building with large open spaces or heavy loads.



SLAB CONSTRUCTION

RCBC Plaza, Philippines - 2000

VSL Post-tensioning allows thinner slabs or larger spans.

MEGA-TRUSSES

International Commerce Centre, Hong Kong - 2008

VSL Post-tensioning is often part of major structures such as this 480m-tall skyscraper, which is stabilised against typhoon winds through the use of post-tensioned mega-trusses that link the external columns to the inner core of the building.



TRANSFER PLATE/BEAMS CONSTRUCTION

Liverpool Tower, UK - 2006

Accommodating different floor layouts to ensure proper load transfer.



VSL POST-TENSIONING: IDEALLY SUITED

Unique VSL Anchorages for economical solutions

The shapes and functions of containment structures make them ideally suited to post-tensioning. Well-designed structures are practically crack-free and, most importantly, they are economical.



Thanks to the variety of its post-tensioning anchorage systems, VSL offers versatile solutions for engineers and contractors to optimise costs and construction times. Some of the well-known VSL Anchorages are particularly suited for use in containment structures:

- The patented AF Anchorage, which is used as the lower non-stressing anchorage for vertical tendons that are not accessible during strand installation and stressing;
- The L Anchorage, which is used as the lower non-stressing anchorage for vertical tendons and allows the strand bundle to be pushed or pulled through and stressed after the concrete work for the wall has been finished;
- The Z Anchorage, which is normally used for hoop tendons that can be installed within the wall thickness and which therefore do not necessitate buttresses for the stressing operation.

D TO CONTAINMENT STRUCTURES



Meeting stringent requirements with exceptional reliability

Some applications are extraordinary and call for additional measures and special testing:

Nuclear applications

VSL carried out comprehensive tests on a full-scale mock-up of the latest generation of nuclear power plants to verify compliance of its PT systems and methods with new specific requirements. The purpose-built ring structure in Gien, France, has a radius of 24.46m and a height of 2.75m. VSL demonstrated that its systems, equipment and procedures meet the stringent requirements for installation,

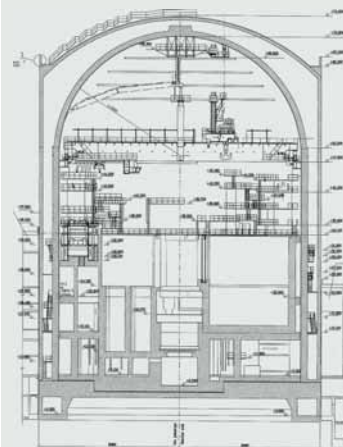
stressing and grouting operations on various types of tendons forming full 360° circle.

Liquefied gas applications

The construction of tanks for LNG and LPG (liquefied natural and petroleum gas) requires cryogenic testing of the post-tensioned tendons. During these tests, strands and anchorages are subjected to temperatures down to -196°C and are tested according to ETAG 013 or other international standards. Through its long experience and proven post-tensioning systems, VSL is in a position to supply its post-tensioning systems to any LNG or LPG project worldwide.

Two units LAES-2 Nuclear Power Station in St Petersburg, Russia.

The VSL System with 55 greased and sheathed 0.6" strands is used for the 67.7m high inner of the two containment shells. 76 hoop tendons anchored in one of the two buttresses, 13 extra tendons in the dome, as well as 50 vertical over-the-dome tendons stressed from a stressing gallery are post-tensioned according to the latest nuclear containment requirements. The system allows checking the residual load, retensioning or replacing the tendons.



EXTREME TEMPERATURE TESTING

Anchorages and tendons tested at temperatures down to -196°C

Shanghai LNG Tank, China - 2007-2009

VSL POST-TENSIONING FOR SLAB ON GRADE CONSTRUCTION: THE COST-EFFECTIVE SOLUTION



Wal-Mart,
Mexico - 2007



Hangar Mosnov,
Czech Republic - 2007

Large slabs, indoor or outdoor

VSL Post-tensioning is widely used in the construction of pavement areas and in slabs on grade, where a concrete slab foundation is placed directly on the ground. Its advantages provide benefits in many different types of projects including warehouses, distribution centres, container storage terminals, rail and shipping terminals, airports, manufacturing facilities and as floor bases for liquid retaining structures. Post-tensioned slabs are also used for residential purposes and in recreation, such as for tennis courts and skating rinks. VSL can provide the full range of services from the installation of post-tensioning to the complete design and construction of the concrete slab.

Benefits to the owner

Elimination of joints: Owners and operators benefit from the elimination of all or most of the costly joints, when using post-tensioned slab on grade.

Shorter construction time: Compared with ordinary reinforced concrete slabs, the use of VSL's technologies leads to less excavation, a thinner slab, little or no reinforcement and few if any joints. Large areas in excess of 2,500m² can be concreted, which results in a shorter construction time and contributes to a very competitive initial cost.



Austrak, Australia - 2003

"Crack free" performance: Initial stressing can prevent shrinkage cracking. Post-tensioning compresses the slab and counteracts tensile stresses that would otherwise cause cracking under the worst combinations of loads or in poor soil conditions.

High impact and abrasion resistance: The compression resulting from post-tensioning combined with an optimum concrete strength and surface treatment reduces general wear and tear and subsequent maintenance costs.

Low maintenance: The significant reduction in the number of joints means that less maintenance is required, giving great improvements in operational efficiency.



Nestlé Distribution Plant, Chile - 2001

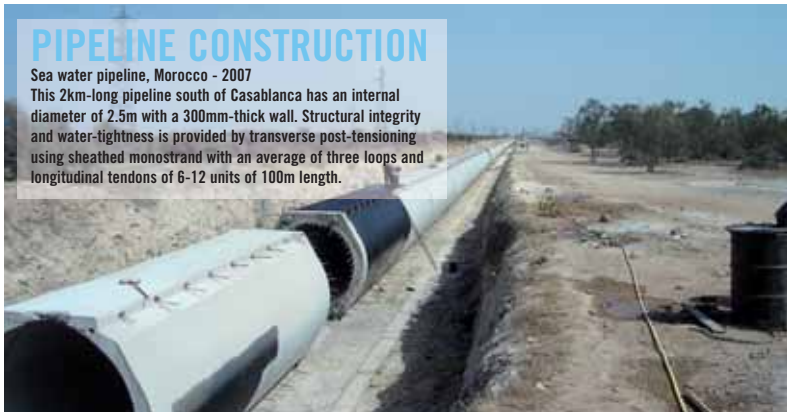
The 30,000m² of joint-free slab of the Nestlé Plant constructed by VSL Chile represent the present world record.

VSL POST-TENSIONING FOR SPECIAL STRUCTURES: A SMART ALTERNATIVE

PIPELINE CONSTRUCTION

Sea water pipeline, Morocco - 2007

This 2km-long pipeline south of Casablanca has an internal diameter of 2.5m with a 300mm-thick wall. Structural integrity and water-tightness is provided by transverse post-tensioning using sheathed monostrand with an average of three loops and longitudinal tendons of 6-12 units of 100m length.



Versatile applications

Without post-tensioning, many special structures could only be built with great effort, if built at all. Over the years, VSL's post-tensioning services have been used for a very wide range of highly prestigious and complex structures including offshore platforms, concrete floating barges, dams and many others. Customers value the experience and versatility they gain by having VSL as a partner from the early planning stages through to construction.



STADIUM CONSTRUCTION

Sazka Stadium Prague, Czech Republic - 2003

The challenge of building a multifunctional stadium with two halls that are part of irregular and complicated structural elements is an excellent example of a project where clients can benefit from the versatility of VSL as a professional post-tensioning partner.

SUB-STRUCTURE CONSTRUCTION

Machang Bridge, Korea - 2006

Post-tensioning tendons with VSL Loop Anchorages were installed for the deck-to-pile footing tie-down system in the piers supporting the bridge's back spans.

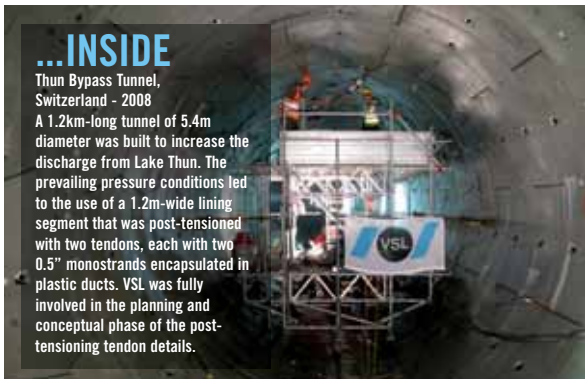


TUNNEL CONSTRUCTION - WHETHER HYDROSTATIC PRESSURE PUSHES FROM...

...INSIDE

Thun Bypass Tunnel, Switzerland - 2008

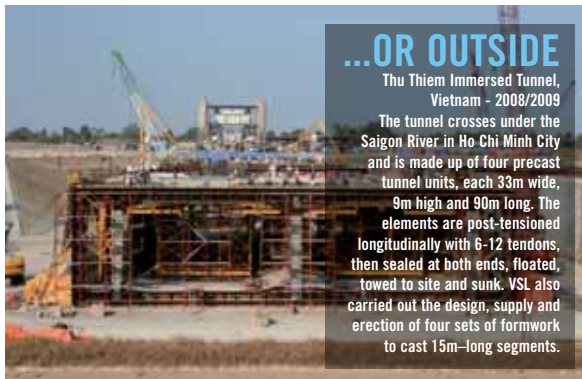
A 1.2km-long tunnel of 5.4m diameter was built to increase the discharge from Lake Thun. The prevailing pressure conditions led to the use of a 1.2m-wide lining segment that was post-tensioned with two tendons, each with two 0.5" monostrands encapsulated in plastic ducts. VSL was fully involved in the planning and conceptual phase of the post-tensioning tendon details.



...OR OUTSIDE

Thu Thiem Immersed Tunnel, Vietnam - 2008/2009

The tunnel crosses under the Saigon River in Ho Chi Minh City and is made up of four precast tunnel units, each 33m wide, 9m high and 90m long. The elements are post-tensioned longitudinally with 6-12 tendons, then sealed at both ends, floated, towed to site and sunk. VSL also carried out the design, supply and erection of four sets of formwork to cast 15m-long segments.



VSL POST-TENSIONING FOR REPAIR WORK A MUST FOR TAILOR-MADE SOLUTIONS

Structural remedial work requires thorough diagnosis of damage and deterioration followed by full assessment of the causes, risks and consequences involved.

VSL employs state-of-the-art equipment and special inspection techniques to detect defects in reinforced and prestressed concrete structures before any significant damage occurs. Close co-operation with materials testing institutes and structural designers, together with the use of the latest investigation techniques, enables VSL to prepare precise and comprehensive reports.

Assessment diagnosis of structural conditions includes:

- inspection and surveillance of concrete structures;
- condition evaluation of the same;
- root cause analysis;
- design of repair strategies;
- estimating the order of magnitude for the cost of repairs.



REPLACEMENT OF EXTERNAL POST-TENSIONING IN BRIDGES

St Cloud Viaduct, France - 2000

The external tendons that reinforced the 1974-built 1,102m-long Saint-Cloud Bridge near Paris showed signs of corrosion and the client decided to replace them. As a first precautionary step, shock-absorbers were fitted at each side of the deviators before the tendons were cut and the anchorages removed or adapted. New external tendons were then installed by VSL.



REPAIR OF BRIDGES

Figueira de Foz Bridge, Portugal - 2005

VSL, in partnership with a local contractor, carried out repair works including external post-tensioning, strengthening of the abutments with bars and replacement of expansion joints. There was also retrofitting of structural bearings and seismic devices, including the installation of 4 x 500kN shock-absorbers at the abutments.

WORKS:

STRENGTHENING OF HISTORICAL BUILDINGS

Las Arenas Bullfighting Ring, Spain - 2007

One of the many examples in Barcelona where VSL has assisted with engineering and specialised site works is this former bull ring, built in 1898, which has been transformed into a leisure and entertainment complex.

VSL carried out engineering and post-tensioning works in connection with the transfer slab and beams of the Neo-Mudéjar façade. The project involved post-tensioned floors with spans of between 12m and 17m and the supply of other VSL products such as neoprene bearings and studs.



The Leaning Tower of Pisa, Italy - 1993

VSL strengthened the world-renowned Leaning Tower of Pisa with 18 specially-developed monostrand hoop tendons. The optimum solution consisted of a marble-coloured PE-sheath and galvanized, non-greased 0.6" strand with a centre stressing anchorage, allowing force adjustment and monitoring during and after the stressing operation.



STRENGTHENING OF A NUCLEAR POWER PLANT

Gösgen Nuclear Power Plant, Switzerland - 2005

A carbon fibre tendon system was used for the seismic upgrade of the emergency feed building at the Gösgen nuclear power plant. The system consists of carbon CFRP plates and head and is well suited for seismic and other strengthening measures where post-tensioning forces are needed in very thin tensile members.

SILO REPAIR AND STRENGTHENING

Blue Circle Cement Silo, Singapore - 2001

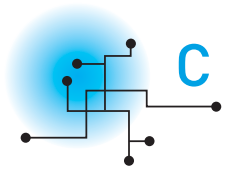
The 60m-tall silo was strengthened using a VSL-engineered solution of externally wrapped, bonded tendons each with four strands of 0.6". The 66 tendons are encapsulated in flat high-density polyethylene ducts and anchored into special stressing brackets.



VSL's other repair solutions

VSL also provides other structural solutions for the repair and strengthening of structures including:

- passive strengthening with the design and application of:
 - bonded CFRP (carbon fibre reinforced polymer);
 - bonded SRP (steel reinforced polymer).
- protection with:
 - Ductal®, the ultra-high-strength and ductile blast-resistant solution;
 - dampers for mitigation of vibration induced by earthquake, wind and human activities;
 - cathodic protection for corrosion mitigation.



CREATING SOLUTIONS TOGETHER

GROUND ENGINEERING



Ground anchors



VSoL® walls



D-walls & Piles



Ground improvement



Ground investigation

CONSTRUCTION



Bridges



Buildings



Slab on grade



Nuclear containments



Offshore structures



LNG & LPG containments



Heavy lifting



Formwork & Equipment

REPAIR, STRENGTHENING & PRESERVATION



Structural diagnostics & Monitoring



Repair & Strengthening



Infrastructure Preservation



Infrastructure Protection

SYSTEMS & TECHNOLOGIES

- Post-tensioning strand systems
- Bars & post-tensioning bar systems
- Stay cable systems
- Damping systems (stays & buildings)
- Ductal® ultra-high performance concrete
- Bearings & Joints

www.vsl.com

VSL TECHNICAL DATA AND DESIGN CONSIDERATIONS



STRAND AND TENDON PROPERTIES

PT-PLUS® DUCT SYSTEM DATA

TENDON LAYOUT, RADII, FRICTION AND TENDON
LOSSES FOR INTERNAL AND EXTERNAL CABLES

BLOCK-OUTS AND EQUIPMENT DATA

1 - STRAND

1.1 - STRAND PROPERTIES 13mm (0.5")

| Strand type | | | prEN 10138 – 3 (2006) Y1860S7 | | ASTM A 416-06 Grade 270 |
|---|--------------------|--------------------|----------------------------------|-------------------|----------------------------|
| Nominal diameter | d | (mm) | 12.5 | 12.9 | 12.7 |
| Nominal cross section | A _p | (mm ²) | 93 | 100 | 98.7 |
| Nominal mass | M | (kg/m) | 0.726 | 0.781 | 0.775 |
| Nominal yield strength | f _{p0.1k} | (MPa) | 1634 ¹ | 1640 ¹ | 1675 ² |
| Nominal tensile strength | f _{pk} | (MPa) | 1860 | 1860 | 1860 |
| Specif./min. breaking load | F _{pk} | (kN) | 173 | 186 | 183.7 |
| Young's modulus | | (GPa) | | approx. 195 | |
| Relaxation ³ after 1000 h at 20°C and 0.7 x F _{pk} | | (%) | | max. 2.5 | |

1) Characteristic value measured at 0.1% permanent extension

2) Minimum load at 1% extension for low-relaxation strand

3) Valid for relaxation class acc. to prEN 10138-3 or low-relaxation grade acc. to ASTM A 416-06

1.2 - TENDON PROPERTIES 13mm (0.5")

| Unit | Strands numbers | Steel area | | | Breaking load | | | Corrugated steel duct ³ (recommended) | | Corrugated plastic duct VSL PT-PLUS® | | Steel pipes |
|------|--------------------|---|--|--|---|--|---|---|------|---|------|---------------------|
| | | A _p acc. to prEN | | ASTM | Y1860S7 (prEN) | | Grade 270 (ASTM) | Ø _i / Ø _e | e | Ø _i / Ø _e | e | |
| | | d=12.5 mm A _p =93 mm ² | d=12.9 mm A _p =100 mm ² | d=12.7 mm A _p =100 mm ² | d=12.5 mm A _p =93 mm ² | d=12.9 mm A _p =100 mm ² | d=12.7 mm A _p =98.7 mm ² | | | | | |
| | | [mm ²] | [mm ²] | [mm ²] | [kN] | [kN] | [kN] | [mm] | [mm] | [mm] | [mm] | [mm] |
| 5-1 | 1 | 93 | 100 | 98.7 | 173 | 186 | 183.7 | 20/25 | 3 | 22/25 | 6 | 25.0 x 2.0 |
| 5-2 | 2 | 186 | 200 | 197 | 346 | 372 | 367 | 35/40 | 8 | 76/25 ¹ | - | 31.8 x 2.0/2.5/3.0 |
| 5-3 | 3 | 279 | 300 | 296 | 519 | 558 | 551 | 35/40 | 6 | 76/25 ¹ | - | 33.7 x 2.0/2.5/3.0 |
| 5-4 | 4 | 372 | 400 | 395 | 692 | 744 | 735 | 40/45 ¹ | 7 | 76/25 ¹ | - | 42.4 x 2.0/2.5/3.0 |
| 5-7 | 5 | 465 | 500 | 494 | 865 | 930 | 919 | 45/50 | 8 | 58/63 | 14 | 60.3 x 2.0/2.5/3.0 |
| | 6 | 558 | 600 | 592 | 1038 | 1116 | 1102 | 45/50 | 6 | 58/63 | 12 | |
| 5-7 | 7 | 651 | 700 | 691 | 1211 | 1302 | 1286 | 50/57 | 7 | 58/63 | 11 | 60.3 x 2.0/2.5/3.0 |
| 5-12 | 8 | 744 | 800 | 790 | 1384 | 1488 | 1470 | 55/62 | 9 | 58/63 | 10 | 70.0 x 2.0/2.5/3.0 |
| | 9 | 837 | 900 | 888 | 1557 | 1674 | 1653 | 55/62 | 8 | 58/63 | 9 | |
| | 10 | 930 | 1000 | 987 | 1730 | 1860 | 1837 | 60/67 | 10 | 58/63 | 9 | |
| | 11 | 1023 | 1100 | 1086 | 1903 | 2046 | 2021 | 60/67 | 9 | 58/63 | 8 | |
| 5-12 | 12 | 1116 | 1200 | 1184 | 2076 | 2232 | 2204 | 60/67 | 8 | 58/63 | 7 | 70.0 x 2.0/2.5/3.0 |
| 5-15 | 13 | 1209 | 1300 | 1283 | 2249 | 2418 | 2388 | 65/72 | 9 | 76/81 | 14 | 82.5 x 2.0/2.5/3.0 |
| | 14 | 1302 | 1400 | 1382 | 2422 | 2604 | 2572 | 65/72 | 8 | 76/81 | 13 | |
| 5-15 | 15 | 1395 | 1500 | 1481 | 2595 | 2790 | 2756 | 70/77 | 9 | 76/81 | 12 | 82.5 x 2.0/2.5/3.0 |
| 5-19 | 16 | 1488 | 1600 | 1579 | 2768 | 2976 | 2939 | 70/77 | 9 | 76/81 | 12 | 88.9 x 2.5/3.0/3.5 |
| | 17 | 1581 | 1700 | 1678 | 2941 | 3162 | 3123 | 75/82 | 11 | 76/81 | 11 | |
| | 18 | 1674 | 1800 | 1777 | 3114 | 3348 | 3307 | 75/82 | 10 | 76/81 | 10 | |
| 5-19 | 19 | 1767 | 1900 | 1875 | 3287 | 3534 | 3490 | 75/82 | 9 | 76/81 | 9 | 88.9 x 2.5/3.0/3.5 |
| 5-22 | 20 | 1860 | 2000 | 1974 | 3460 | 3720 | 3674 | 80/87 | 10 | 100/106 | 20 | 88.9 x 2.5/3.0/3.5 |
| | 21 | 1953 | 2100 | 2073 | 3633 | 3906 | 3858 | 80/87 | 9 | 100/106 | 19 | |
| 5-22 | 22 | 2046 | 2200 | 2171 | 3806 | 4092 | 4041 | 80/87 | 8 | 100/106 | 18 | 88.9 x 2.5/3.0/3.5 |
| 5-27 | 23 | 2139 | 2300 | 2270 | 3979 | 4278 | 4225 | 85/92 | 12 | 100/106 | 19 | 101.6 x 3.0/4.0/5.0 |
| | 24 | 2232 | 2400 | 2369 | 4152 | 4464 | 4409 | 85/92 | 11 | 100/106 | 18 | |
| | 25 | 2325 | 2500 | 2468 | 4325 | 4650 | 4593 | 90/97 | 14 | 100/106 | 19 | |
| | 26 | 2418 | 2600 | 2566 | 4498 | 4836 | 4776 | 90/97 | 13 | 100/106 | 18 | |
| 5-27 | 27 | 2511 | 2700 | 2665 | 4671 | 5022 | 4960 | 95/102 | 15 | 100/106 | 17 | 101.6 x 3.0/4.0/5.0 |
| 5-31 | 28 | 2604 | 2800 | 2764 | 4844 | 5208 | 5144 | 95/102 | 14 | 100/106 | 16 | 108.0 x 3.0/4.0/5.0 |
| | 29 | 2697 | 2900 | 2862 | 5017 | 5394 | 5327 | 95/102 | 13 | 100/106 | 15 | |
| | 30 | 2790 | 3000 | 2961 | 5190 | 5580 | 5511 | 95/102 | 12 | 100/106 | 14 | |
| 5-31 | 31 | 2883 | 3100 | 3060 | 5363 | 5766 | 5695 | 95/102 | 11 | 100/106 | 13 | 108.0 x 3.0/4.0/5.0 |
| 5-37 | 32 | 2976 | 3200 | 3158 | 5536 | 5952 | 5878 | 100/107 | 13 | 115/121 | 20 | 114.3 x 3.0/4.0/5.0 |
| | 33 | 3069 | 3300 | 3257 | 5709 | 6138 | 6062 | 100/107 | 12 | 115/121 | 19 | |
| | 34 | 3162 | 3400 | 3356 | 5882 | 6324 | 6246 | 100/107 | 12 | 115/121 | 19 | |
| | 35 | 3255 | 3500 | 3455 | 6055 | 6510 | 6430 | 110/117 | 17 | 115/121 | 19 | |
| | 36 | 3348 | 3600 | 3553 | 6228 | 6696 | 6613 | 110/117 | 17 | 115/121 | 19 | |
| 5-37 | 37 | 3441 | 3700 | 3652 | 6401 | 6882 | 6797 | 110/117 | 16 | 115/121 | 18 | 114.3 x 3.0/4.0/5.0 |
| 5-43 | 43 | 3999 | 4300 | 4244 | 7439 | 7998 | 7899 | 120/127 | 18 | 130/136 | 23 | 127.0 x 3.0/4.0/5.0 |
| 5-55 | 55 | 5115 | 5500 | 5429 | 9515 | 10230 | 10104 | 130/137 | 17 | 130/136 | 17 | 139.7 x 3.0/4.0/5.0 |

1) Flat ducts possible as well

2) Flat duct PT-PLUS® with rectangular slab anchorages, for PT-PLUS® see also under 3.1.3.

3) If flat ducts (steel or PT PLUS®) to be used with square type castings please contact your VSL representative. In plan view, tendons with slab type anchorages must be straight between anchorages or have only unidirectional turns with min. radii of > 6 m. Strands must always be pushed-in prior to concreting. Eccentricity e: negligible

4) Given values may slightly vary depending on local availability of ducts. They are minimal for most applications. For special cases (long tendons, many curvatures, small radii etc.) greater size duct is recommended – please verify with VSL. In any case the filling ratio (cross-section steel / duct) must not exceed 0.5 (EN523).

5) Please check with the nearest VSL office for the complete anchorage list.



1.3 - STRAND PROPERTIES 15mm (0.6")

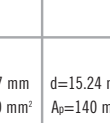
| Strand type | | | prEN 10138 – 3 (2006) Y1860S7 | | ASTM A 416-06 Grade 270 |
|---|--------------------|--------------------|----------------------------------|-------------------|----------------------------|
| Nominal diameter | d | (mm) | 15.3 | 15.7 | 15.24 |
| Nominal cross section | A _p | (mm ²) | 140 | 150 | 140 |
| Nominal mass | M | (kg/m) | 1.093 | 1.172 | 1.102 |
| Nominal yield strength | f _{p0,1k} | (MPa) | 1636 ¹ | 1640 ¹ | 1676 ² |
| Nominal tensile strength | f _{pk} | (MPa) | 1860 | 1860 | 1860 |
| Specif./min. breaking load | F _{pk} | (kN) | 260 | 279 | 260.7 |
| Young's modulus | | (GPa) | | approx. 195 | |
| Relaxation ³ after 1000 h at 20°C and 0.7 x F _{pk} | | (%) | | max. 2.5 | |

1) Characteristic value measured at 0.1% permanent extension

2) Minimum load at 1% extension for low-relaxation strand

3) Valid for relaxation class acc. to prEN 10138-3 or low-relaxation grade acc. to ASTM A 416-06

1.4 - TENDON PROPERTIES 15mm (0.6")

| Unit | Strands numbers | Steel area | | | Breaking load | | | Corrugated steel duct ¹ (recommended) | | Corrugated plastic duct VSL PT-PLUS® | | Steel pipes | |
|------|--------------------|--|--|---|--|--|---|--|-------|---|-------|---------------------|------------|
| | | A _p acc. to prEN | | ASTM | Y1860S7 (prEN) | | Grade 270 (ASTM) | Ø _i / Ø _e | e | Ø _i / Ø _e | e | Ø ext. x t | |
| | | d=15.3 mm A _p =140 mm ² | d=15.7 mm A _p =150 mm ² | d=15.24 mm A _p =140 mm ² | d=15.3 mm A _p =140 mm ² | d=15.7 mm A _p =150 mm ² | d=15.24 mm A _p =140 mm ² |  | | | | | |
| | | [mm ²] | [mm ²] | [mm ²] | [kN] | [kN] | [kN] | | [mm] | [mm] | [mm] | [mm] | [mm] |
| 6-1 | 1 | 140 | 150 | 140 | 260 | 279 | 260.7 | | 25/30 | 5 | 22/25 | 4 | 25.0 x 2.0 |
| 6-2 | 2 | 280 | 300 | 280 | 520 | 558 | 521 | 40/45 | 9 | 76/25 ² | - | 42.4 x 2.0/2.5/3.0 | |
| 6-3 | 3 | 420 | 450 | 420 | 780 | 837 | 782 | 40/45 | 6 | 76/25 ² | - | 42.4 x 2.0/2.5/3.0 | |
| 6-4 | 4 | 560 | 600 | 560 | 1040 | 1116 | 1043 | 45/50 ¹ | 7 | 76/25 ² | - | 48.3 x 2.0/2.5/3.0 | |
| 6-7 | 5 | 700 | 750 | 700 | 1300 | 1395 | 1304 | 50/57 | 8 | 58/63 | 13 | 76.1 x 2.0/2.5/3.0 | |
| | 6 | 840 | 900 | 840 | 1560 | 1674 | 1564 | 55/62 | 9 | 58/63 | 11 | | |
| 6-7 | 7 | 980 | 1050 | 980 | 1820 | 1953 | 1825 | 55/62 | 7 | 58/63 | 9 | 76.1 x 2.0/2.5/3.0 | |
| 6-12 | 8 | 1120 | 1200 | 1120 | 2080 | 2232 | 2086 | 65/72 | 11 | 76/81 | 18 | 80.0 x 2.0/ 2.5 | |
| | 9 | 1260 | 1350 | 1260 | 2340 | 2511 | 2346 | 65/72 | 9 | 76/81 | 16 | | |
| | 10 | 1400 | 1500 | 1400 | 2600 | 2790 | 2607 | 70/77 | 11 | 76/81 | 15 | | |
| | 11 | 1540 | 1650 | 1540 | 2860 | 3069 | 2868 | 70/77 | 9 | 76/81 | 13 | | |
| 6-12 | 12 | 1680 | 1800 | 1680 | 3120 | 3348 | 3128 | 75/82 | 11 | 76/81 | 12 | 80.0 x 2.0/ 2.5 | |
| 6-15 | 13 | 1820 | 1950 | 1820 | 3380 | 3627 | 3389 | 80/87 | 13 | 100/106 | 25 | 101.6 x 3.0/4.0/5.0 | |
| | 14 | 1960 | 2100 | 1960 | 3640 | 3906 | 3650 | 80/87 | 11 | 100/106 | 24 | | |
| 6-15 | 15 | 2100 | 2250 | 2100 | 3900 | 4185 | 3911 | 80/87 | 10 | 100/106 | 23 | 101.6 x 3.0/4.0/5.0 | |
| 6-19 | 16 | 2240 | 2400 | 2240 | 4160 | 4464 | 4171 | 85/92 | 12 | 100/106 | 22 | 101.6 x 3.0/4.0/5.0 | |
| | 17 | 2380 | 2550 | 2380 | 4420 | 4743 | 4432 | 85/92 | 11 | 100/106 | 20 | | |
| | 18 | 2520 | 2700 | 2520 | 4680 | 5022 | 4693 | 90/97 | 13 | 100/106 | 19 | | |
| 6-19 | 19 | 2660 | 2850 | 2660 | 4940 | 5301 | 4953 | 90/97 | 12 | 100/106 | 18 | 101.6 x 3.0/4.0/5.0 | |
| 6-22 | 20 | 2800 | 3000 | 2800 | 5200 | 5580 | 5214 | 100/107 | 17 | 100/106 | 17 | 114.3 x 3.0/4.0/5.0 | |
| | 21 | 2940 | 3150 | 2940 | 5460 | 5859 | 5475 | 100/107 | 16 | 100/106 | 16 | | |
| 6-22 | 22 | 3080 | 3300 | 3080 | 5720 | 6138 | 5735 | 100/107 | 15 | 100/106 | 15 | 114.3 x 3.0/4.0/5.0 | |
| 6-27 | 23 | 3220 | 3450 | 3220 | 5980 | 6417 | 5996 | 100/107 | 14 | 115/121 | 22 | 114.3 x 3.0/4.0/5.0 | |
| | 24 | 3360 | 3600 | 3360 | 6240 | 6696 | 6257 | 100/107 | 13 | 115/121 | 22 | | |
| | 25 | 3500 | 3750 | 3500 | 6500 | 6975 | 6518 | 110/117 | 18 | 115/121 | 21 | | |
| | 26 | 3640 | 3900 | 3640 | 6760 | 7254 | 6778 | 110/117 | 17 | 115/121 | 21 | | |
| 6-27 | 27 | 3780 | 4050 | 3780 | 7020 | 7533 | 7039 | 110/117 | 16 | 115/121 | 20 | 114.3 x 3.0/4.0/5.0 | |
| 6-31 | 28 | 3920 | 4200 | 3920 | 7280 | 7812 | 7300 | 110/117 | 15 | 130/136 | 27 | 127.0 x 3.0/4.0/5.0 | |
| | 29 | 4060 | 4350 | 4060 | 7540 | 8091 | 7560 | 120/127 | 21 | 130/136 | 27 | | |
| | 30 | 4200 | 4500 | 4200 | 7800 | 8370 | 7821 | 120/127 | 20 | 130/136 | 26 | | |
| 6-31 | 31 | 4340 | 4650 | 4340 | 8060 | 8649 | 8082 | 120/127 | 19 | 130/136 | 25 | 127.0 x 3.0/4.0/5.0 | |
| 6-37 | 32 | 4480 | 4800 | 4480 | 8320 | 8928 | 8342 | 120/127 | 18 | 130/136 | 24 | 139.7 x 3.0/4.0 | |
| | 33 | 4620 | 4950 | 4620 | 8580 | 9207 | 8603 | 120/127 | 17 | 130/136 | 23 | | |
| | 34 | 4760 | 5100 | 4760 | 8840 | 9486 | 8864 | 120/127 | 16 | 130/136 | 22 | | |
| | 35 | 4900 | 5250 | 4900 | 9100 | 9765 | 9125 | 130/137 | 22 | 130/136 | 22 | | |
| | 36 | 5040 | 5400 | 5040 | 9360 | 10044 | 9385 | 130/137 | 21 | 130/136 | 21 | | |
| 6-37 | 37 | 5180 | 5550 | 5180 | 9620 | 10323 | 9646 | 130/137 | 20 | 130/136 | 20 | 139.7 x 3.0/4.0 | |
| 6-43 | 43 | 6020 | 6450 | 6020 | 11180 | 11997 | 11210 | 140/147 | 21 | 150/157 | 27 | 152.4 x 3.0/4.0/5.0 | |
| 6-55 | 55 | 7700 | 8250 | 7700 | 14300 | 15345 | 14339 | 160/167 | 26 | 150/157 | 21 | 168.3 x 3.0/4.0 | |

1) Flat ducts possible as well

2) Flat duct PT-PLUS® with rectangular slab anchorages, for PT-PLUS® see also under 3.1.3.

3) If flat ducts (steel or PT PLUS®) to be used with square type castings please contact your VSL representative. In plan view, tendons with slab type anchorages must be straight between anchorages or have only unidirectional turns with min. radii of > 6 m. Strands must always be pushed-in prior to concreting. Eccentricity e: negligible

4) Given values may slightly vary depending on local availability of ducts. They are minimal for most applications. For special cases (long tendons, many curvatures, small radii etc.) greater size duct is recommended – please verify with VSL. In any case the filling ratio (cross-section steel / duct) must not exceed 0.5 (EN523).

5) Please check with the nearest VSL office for the complete anchorage list.

2 - ANCHORAGES

For the selection and the dimensions of the most commonly used anchorages, please consult the VSL data sheets on anchorages. For spacing between anchorages and edge distance, refer to individual anchorage data sheet.

3 - DUCTING

3.1 TYPES

3.1.1 Bright corrugated steel ducts

The most commonly used sheaths are made from rolled steel strip. Round and flat (max. 5 strands are available). They are corrugated and leak-tight and must have sufficient strength to withstand varying degrees and types of mechanical loading. For additional information and details, locally valid norms (or for example EN523) can be consulted.

3.1.2 Galvanized corrugated steel ducts

Galvanization is sometimes used to ensure corrosion protection of the metal strip. It can provide lower friction losses when stressing the tendon.

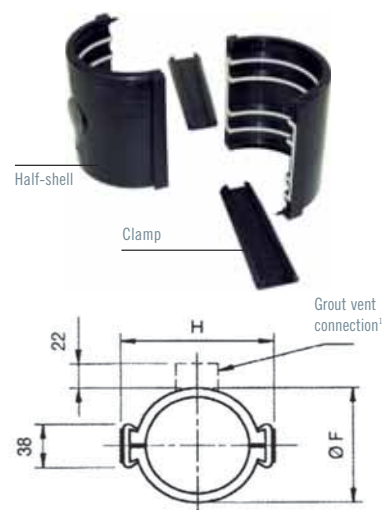
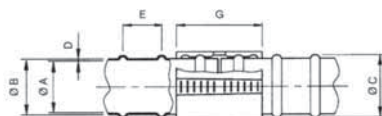
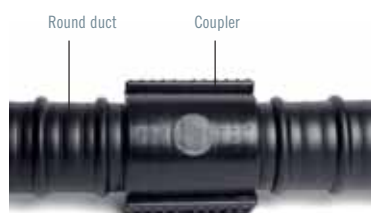
Please check local code requirements.

3.1.3 Corrugated PT-PLUS® duct system

For enhanced corrosion protection and fatigue resistance of the tendons, use of the VSL PT-PLUS® corrugated plastic duct system is

recommended. The PT-PLUS® system is particularly suitable for railroad bridges, bridge decks, parking structures and other situations where severe corrosion or high fatigue loading may be expected. In addition, the PT-PLUS® system with additional details at the anchorages allows to provide electrically isolated tendons (EIT) and a protection level of

PL3 (*fib* bulletin 33). These EIT tendons permit monitoring of the leak tightness of the tendon encapsulation and protection of the tendon over the entire design life of the structure.



¹ Couplers are available with/without grout vents for a threaded tube with dia. 23 mm

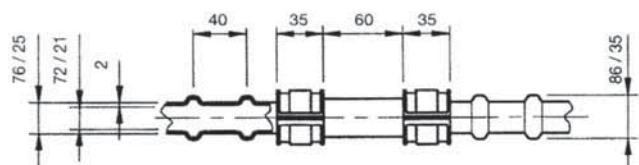
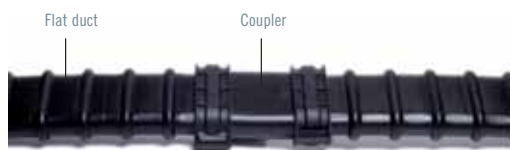
Dimensions for PT-PLUS® duct system

Dimensions in mm, subject to modifications

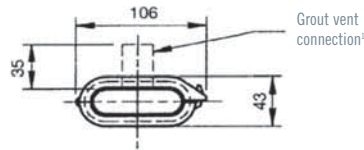
| Type | Tendon unit | | Ø A | Ø B | Ø C | D | E | Ø F | G | H | Nominal weight | |
|------|-------------|---------|-----|-----|-----|-----|------|-------------------|-----------------|-------------------|----------------|-----------------|
| | 0.5" | 0.6" | | | | | | | | | Duct kg/m | Coupler kg/unit |
| 22 | 5-1 | 6-1 | 22 | 25 | 31 | 1.5 | 55 | 27.5 ² | 80 ² | 27.5 ² | 0.180 | 0.010 |
| 59 | 5-12 | 6-7 | 58 | 63 | 73 | 2.5 | 42 | 82 | 108 | 106 | 0.480 | 0.200 |
| 76 | 5-19 | 6-12 | 76 | 81 | 91 | 2.5 | 52.5 | 100 | 116 | 124 | 0.620 | 0.250 |
| 100 | 5-31 | 6-19/22 | 100 | 106 | 116 | 3.0 | 60 | 123 | 126 | 147 | 0.980 | 0.270 |
| 115 | 5-37 | 6-27 | 115 | 121 | 131 | 3.0 | 60 | 138 | 127 | 162 | 1.120 | 0.320 |
| 130 | 5-43/55 | 6-31/37 | 130 | 136 | 146 | 3.0 | 52 | 153 | 134 | 177 | 1.200 | 0.380 |
| 150 | | 6-55 | 150 | 157 | 167 | 3.5 | 60 | 175 | 126 | 198 | 1.620 | 0.420 |

¹ One-piece sleeve coupler

Note: PT-PLUS® ducts come in lengths of approximately 6 m, type 22 ducts are 7 m long



Dimensions in mm, subject to modifications



¹ Couplers are available with/without grout vents for a smooth tube with dia. 16 / 20 mm.

The PT-PLUS® flat duct system and type 22 are often used for slab post-tensioning in buildings, for transversal tendons for bridges and for similar structures where the exploitation of a maximum tendon eccentricity in relatively thin members is important.

3.1.4 Smooth plastic ducts

Smooth plastic ducts are predominantly used for external tendons. Occasionally they have been also used for internal tendons when no bonding steel / concrete is required. They are normally made of UV resistant, new high density polyethylene (HDPE) material (virgin granulate) acc. to EN12201 and ASTM D3035 or ASTM F714 or equivalent standards. Material recycled from previously used PE components shall not

be used. Ducts normally have a ratio of diameter / wall thickness of 16 to 18, with an internal diameter not smaller than $1.7 \sqrt{A_p}$ (A_p = nominal cross section of the steel area in the tendon), suitable to carry internal pressure during grouting (ETAG013 (2002) e.g. specifies 1 MPa / 10 bar design pressure). The following dimensions of external tendon pipes are recommended (see table below).

3.1.5 Steel pipes

In certain applications (e.g. cryogenic, nuclear, offshore) where the ducts are subject to high loading when particularly tight tendon curvature is required, or when tendons are in congested parts of structures, steel pipes are used. Tubes are thin (in compliance with EN or equivalent

standards) and machine-bendable, (for recommended dimensions, see 1.2 / 1.4). Steel tubes used externally: dimensions are primarily dictated by the availability of local standardized tubes. The table below can serve as a guideline and is based on an internal diameter of $\geq 1.7 \sqrt{A_p}$ where A_p represents the cross section of the prestressing steel.

Dimensions for steel pipes

| Strand Nos. | Min inside dia. for strands with | | |
|-------------|----------------------------------|---------------------|---------------------|
| | 100 mm ² | 140 mm ² | 150 mm ² |
| 4 | 34 | 40.2 | 41.6 |
| 7 | 45 | 53.2 | 55.1 |
| 12 | 58.9 | 69.7 | 72.1 |
| 15 | 65.8 | 77.9 | 80.6 |
| 19 | 74.1 | 87.7 | 90.8 |
| 22 | 79.7 | 94.3 | 97.7 |
| 27 | 88.3 | 104.5 | 108.2 |
| 31 | 94.7 | 112.0 | 115.9 |
| 37 | 103.4 | 122.4 | 126.6 |
| 43 | 111.5 | 131.9 | 136.5 |
| 55 | 126.1 | 149.2 | 154.4 |

Dimensions in mm, subject to modifications

Wall thickness $e \geq \varnothing / 50$ or minimum 1.5 mm
 \varnothing = external diameter

Where steel pipes need to be welded, $e \geq 3$ mm

Dimensions for smooth plastic ducts

| Tendon size | External pipe diameter (mm) | | Wall thickness (mm) | |
|-------------------|-----------------------------|-------------|---------------------|-------------|
| | strands | | strands | |
| | bare | PE sheathed | bare | PE sheathed |
| 5-12 / 6-7 | 75 | 90 | 4.3 | 5.1 |
| 5-15/19 / 6-12 | 90 | 110 | 5.4 | 6.0 |
| 5-22/31 / 6-15/19 | 110 | 140 | 6.6 | 6.7 |
| 5-37 / 6-22/27 | 110 | 160 | 6.6 | 7.7 |
| 5-43 / 6-31 | 140 | 160 | 8.3 | 7.7 |
| 5-55 / 6-37 | 160 | 180 | 9.5 | 8.6 |

Dimensions in mm, subject to modifications

3.2 FRICTION COEFFICIENT AND LOSSES DUE TO PRESTRESSING

3.2.1 Friction coefficient

The following values may be assumed when using the equation $P_x = P_0 e^{-\mu \varphi_x + kx}$:

Equation of loss of post-tensioning force along a tendon

P_x = Remaining force at distance x from the stressing end

P_0 = Stressing force at the stressing end

μ = Friction coefficient

φ_x = Accumulated tendon deviation from the stressing end

k = Wobble coefficient

x = Distance from the stressing end

| | Range | Recommended value |
|---|---|---|
| Corrugated steel sheath | $\mu = 0.16 - 0.24$ $k = (0.6 - 1.0) \times 10^{-3} \text{ m}^{-1}$ | $\mu = 0.20$ $k = 0.8 \times 10^{-3} \text{ m}^{-1}$ |
| PT-PLUS® plastic duct | $\mu = 0.12 - 0.14$ $k = (0.8 - 1.2) \times 10^{-3} \text{ m}^{-1}$ | $\mu = 0.14$ $k = 1.0 \times 10^{-3} \text{ m}^{-1}$ |
| Steel pipes incl. saddles for external tendons: with clean dry or lubricated strands ¹ | $\mu = 0.20 - 0.30$ $k = \text{refer to 2 below}$ | $\mu = 0.25$ $k = \text{refer to 2 below}$ |
| Saddles for external tendons with internal HDPE tube over saddle: - bare strands - greased and plastic sheathed monostrands | $\mu = 0.12 - 0.15$ $\mu = 0.02 - 0.08$ $k = \text{refer to 2 below}$ | $\mu = 0.14$ $\mu = 0.06$ $k = \text{refer to 2 below}$ |
| Greased and plastic sheathed monostrands | $\mu = 0.04 - 0.07$ $k = (0.4 - 0.6) \times 10^{-3} \text{ m}^{-1}$ | $\mu = 0.05$ $k = 0.5 \times 10^{-3} \text{ m}^{-1}$ |

1. μ -values depend on lubrication

2. The wobble factor can normally be neglected

3.2.2 Draw-in of wedge at lock-off: max. 6 mm

This value is independent of the jack or tendon type. If necessary, e.g. for short tendons, compensation can be provided by appropriate procedures.

3.2.3 Other tendon force losses

In addition to friction and relaxation losses (see above), also concrete shrinkage and creep as well as a draw-in of the wedge during lock-off must be considered.

To calculate losses due to concrete shrinkage and creep, reference should be made to the technical documents and standards applicable to each project.

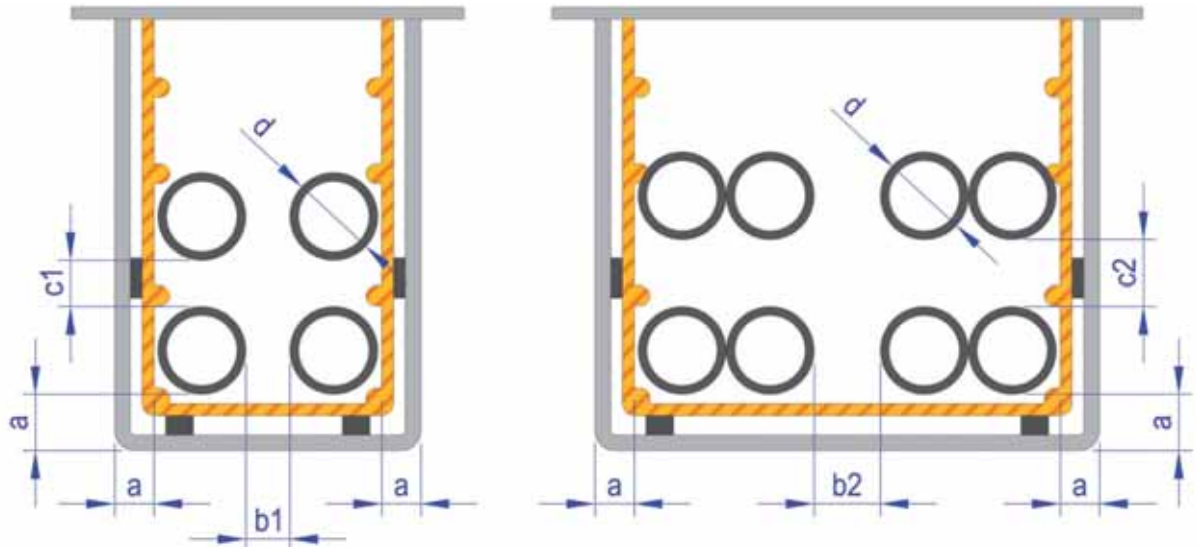
3.3 DUCT SPACING AND COVER

The cable layout patterns are dictated by the designer.

When detailing that cable layout, it is absolutely essential to consider the spacing of cables from

another, required cover, and radii of curvature. Usually the spacing and curvatures are laid down in standards, guidelines or national approvals. If not available, VSL recommends that the following guidance values be observed, these being minimum values:

Minimum spacing and cover of duct



Measurement (a)

- Precast elements, elements protected from bad weather, soft environmental conditions 30
- In general 40
- Severe environmental conditions 50

SPACING

- b1, c1 = 0.7 times diameter of the duct
- b2, c2 = 1.0 times diameter of the duct

3.4 SPACING OF THE SUPPORTS AND TOLERANCES

The spacing of the supports underneath the steel and plastic ducts must be 10 to 12 times the internal diameter of the duct. Kinks are not permitted.

The fastening fittings must be sufficiently robust and close enough so that the ducts and tendons will not exhibit displacements or deformations in excess of the allowed tolerances. For tolerances on cable positions reference should be made to applicable standards and recommendations.

Moreover, under all circumstances and in every direction, whenever a cable displays or potentially displays deviation in the vicinity of an edge of concrete which could lead to spalling of concrete cover, an offset with respect to the theoretical axis is only tolerated provided that equilibrium reinforcing bars have been provided over this zone.



Standard steel duct

In determining minimum spacings and concrete cover requirements for ducts, reference should be made to applicable standards and recommendations, see 3.3.



PT-PLUS® plastic duct with protection shell

VSL Protection shells are recommended to be fixed on the duct at tendon supports for tendon radii $R < 2 R_{min}$ (see under 4.2), and where ducts risk to be dented by closely placed rebars.

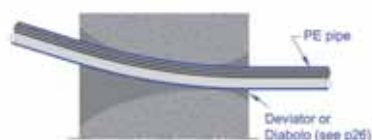
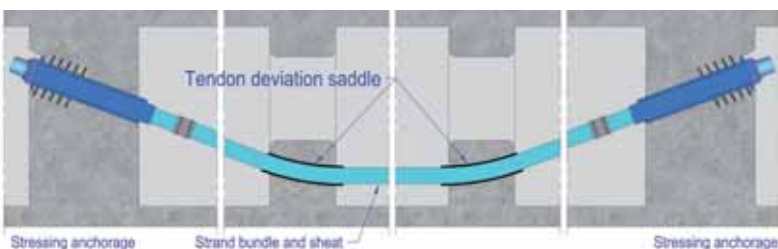
3.5 SADDLES FOR EXTERNAL TENDON

3.5.1 Saddles

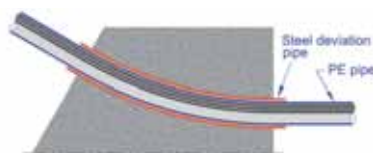
Various solutions are used in practice. In most cases, saddles consist of a pre-bent steel tube cast into the surrounding concrete or attached to a steel structure by stiffening plates. The connection between the free tendon length and

the saddle must be carefully detailed in order not to damage the prestressing steel by sharp angular deviations during stressing and in service. It is also important that the protective sheath be properly joined. If tendon replacement is a design requirement, the saddle arrangement must be chosen accordingly.

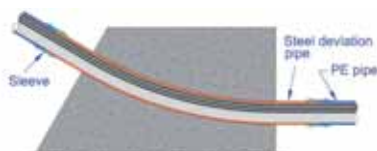
3.5.2 Various saddle arrangements



PE pipe through bell-mouth deviator, from anchorage to anchorage (*most common detail*)



PE pipe through deviator pipe, from anchorage to anchorage



Deviation pipe protrudes from concrete at sufficient distance and is coupled to PE pipe

3.5.3 Minimum radius of tendon curvature for external tendons

| Tendon unit | | Minimum radius |
|--------------|--------|----------------|
| 0.5" | 0.6" | |
| up to 5 - 12 | 6 - 7 | 2.00 m |
| up to 5 - 19 | 6 - 12 | 2.50 m |
| up to 5 - 31 | 6 - 22 | 3.00 m |
| up to 5 - 43 | 6 - 31 | 3.50 m |
| up to 5 - 55 | 6 - 37 | 4.00 m |
| up to | 6 - 43 | 4.50 m |
| up to | 6 - 55 | 5.00 m |

- The values are equivalent to approximately $R_{min} (m) = (1.5 \text{ to } 1.3) \sqrt{F_{pk} [MN]} \geq 2.0 \text{ m}$

- They apply to smooth steel and HDPE pipe and assume a straight length on either side of the deviation.



Diabolo bell-mouth for deviation points at diaphragm segment

4 - DESIGN REQUIREMENTS

4.1 ANCHORAGE ZONE REINFORCEMENT

The transfer of the prestressing forces from the anchorage into the concrete produces stresses which exceed the concrete strength and that must be withstood by special reinforcement. A distinction may be made between three types of reinforcement.

a) Local zone reinforcement in the immediate vicinity of the anchorage

For this purpose, spirals (helices) or appropriate orthogonal reinforcement are normally used. This reinforcement is considered as an integral component of the anchorage and its design lies within the field of responsibility of VSL. This

reinforcement is specified in approvals and it may only be changed upon approval by VSL. *The Anchorage data sheets show the required reinforcement for each anchorage.*

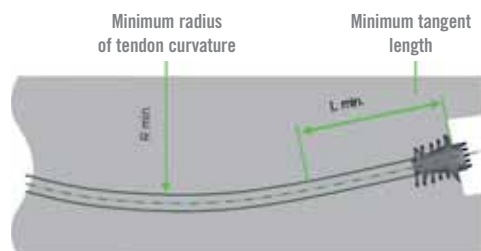
b) General zone of reinforcement for resisting the spreading of forces in the structure

This reinforcement is designed by the project designer. *Guidelines for its design can be found in VSL's report "Detailing for post-tensioning".*

c) Reinforcement for spalling forces near stress free edges

This reinforcement is designed by the project designer as part of the overall reinforcement of the structure.

4.2 MINIMUM RADIUS OF TENDON CURVATURE AND TANGENT LENGTH FOR INTERNAL TENDONS



$$R_{min} (m) = 3.0 \times \sqrt{F_{pk} [MN]} \geq 2.5 \text{ m}$$

$$L_{min} = 0.8 \text{ m for } F_{pk} \leq 2 \text{ MN}$$

$$= 1.0 \text{ m for } F_{pk} \geq 2 \text{ MN, } \leq 7 \text{ MN}$$

$$= 1.5 \text{ m for } F_{pk} \geq 7 \text{ MN}$$

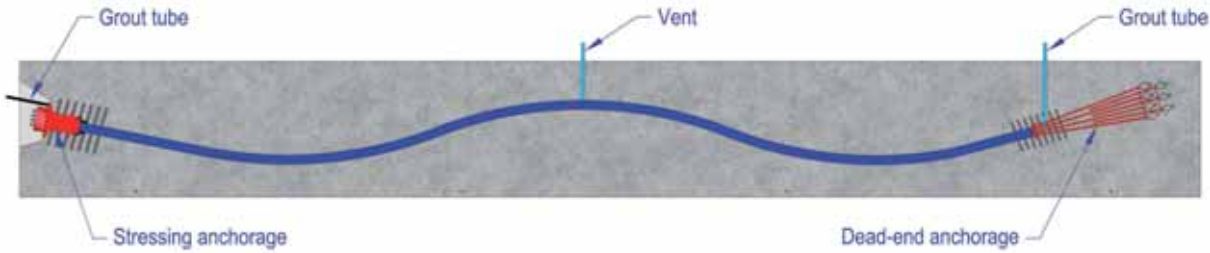
$$R_{min} (m) = 2.50 \text{ m for unbonded tendons for 5-1 and 6-1}$$

5 - INSTALLATION

5.1 ANCHORAGES

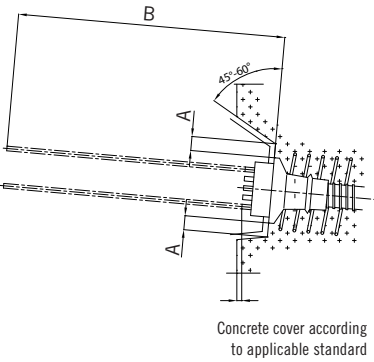
It is a requirement that the bearing plate / casting of anchorages are fixed perpendicular to the tendon axis.
The block-out dimensions and clearance requirement as given under 5.3 should be followed. Departures from these data may be possible. Please contact VSL.

5.2 GROUT VENTS



Low point drains should only be foreseen where there is a risk of water freezing inside the duct and hence, drainage is required. As a general rule distance between grout vents should not exceed 100 m. They should have a range of spacing between vents in the order of 30 – 70 m.

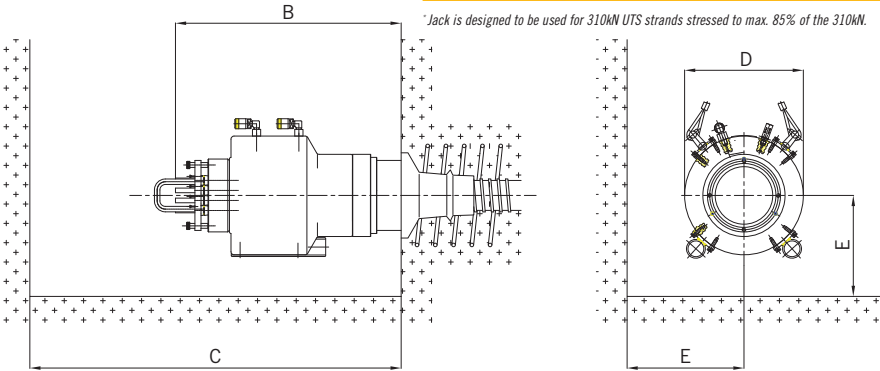
5.3 BLOCK-OUT DIMENSIONS AND CLEARANCE REQUIREMENTS



| Jack type | A min. | B | C | D | E |
|------------|--------|---------|-------|-----|-----|
| ZPE-23FJ | — | 300-360 | 1,200 | 116 | 90 |
| ZPE-30 | 30 | 600 | 1,350 | 140 | 100 |
| ZPE-3 | 30 | 500 | 1,000 | 200 | 150 |
| ZPE-60 | 30 | 650 | 1,250 | 180 | 140 |
| ZPE-7/A | 30 | 650 | 1,400 | 300 | 200 |
| ZPE-12/St2 | 50 | 520 | 1,100 | 310 | 200 |
| ZPE-185* | 50 | 620 | 1,220 | 300 | 180 |
| ZPE-200 | 50 | 950 | 2,000 | 330 | 210 |
| ZPE-19 | 50 | 700 | 1,500 | 390 | 250 |
| ZPE-460/31 | 60 | 560 | 1,300 | 485 | 300 |
| ZPE-500 | 80 | 950 | 2,000 | 585 | 330 |
| ZPE-580* | 80 | 860 | 1,620 | 500 | 280 |
| ZPE-750 | 80 | 1,200 | 2,400 | 570 | 365 |
| ZPE-980* | 80 | 950 | 1,760 | 650 | 360 |
| ZPE-1000 | 80 | 1,200 | 2,400 | 790 | 450 |
| ZPE-1250 | 90 | 1,300 | 2,550 | 710 | 375 |
| ZPE-1450* | 90 | 1,010 | 1,850 | 770 | 420 |

* Jack is designed to be used for 310kN UTS strands stressed to max. 85% of the 310kN.

Dimensions in mm



5.4 STRESSING JACK DATA



Type I (ZPE-23FJ)



Type II (ZPE-460/31)



Type III (ZPE-1000)

| Designation | ZPE-23FJ | ZPE-30 | ZPE-3 | ZPE-60 | ZPE-7/A | ZPE-12/St2 | ZPE-185* | ZPE-200 | ZPE-19 |
|-------------------------------------|----------|--------|------------|---------------|------------|------------|-------------------|--------------|--------|
| Type | I | II | III | III | III | II | II | III | II |
| Length (mm) | 830 | 720 | 475 | 615 | 700 | 610 | 600 | 1,170 | 730 |
| Diameter (mm) | 116 | 140 | 200 | 180 | 280 | 310 | 295 | 315 | 390 |
| Stroke (mm) | 200 | 250 | 160 | 250 | 160 | 100 | 100 | 300 | 100 |
| Piston area (cm ²) | 47.10 | 58.32 | 103.6 | 126.4 | 203.6 | 309.4 | 309.3 | 325.7 | 500.3 |
| Capacity (kN) | 230 | 320 | 500 | 632 | 1,064 | 1,850 | 1,856 | 2,000 | 2,900 |
| (bar) | 488 | 549 | 483 | 500 | 523 | 600 | 600 | 614 | 580 |
| Weight (kg) | 23 | 28 | 47 | 74 | 140 | 151 | 120 | 305 | 294 |
| Used for 13mm/ 0.5" tendon types | 5-1 | 5-1 | 5-2 5-3 | 5-2 to 5-4 | 5-6 5-7 | 5-12 | 5-7 | 5-12 5-19 | 5-18 |
| Used for 15mm/ 0.6" tendon types | 6-1 | 6-2 | 6-2 | 6-2 6-3 | 6-4 | 6-6 6-7 | 6-3 6-4 6-7 | 6-6 6-7 | 6-12 |

| Designation | ZPE-460 | ZPE-500 | ZPE-580* | ZPE-750 | ZPE-980* | ZPE-1000 | ZPE-1250 | ZPE-1450* |
|-------------------------------------|--------------|-----------------|----------------------|-----------------|----------------------|-----------------|-----------------|----------------------|
| Type | II | III | II | II | II | III | II | II |
| Length (mm) | 580 | 1,000 | 760 | 1,185 | 810 | 1,150 | 1,290 | 840 |
| Diameter (mm) | 485 | 550 | 500 | 520 | 645 | 790 | 620 | 765 |
| Stroke (mm) | 100 | 200 | 150 | 150 | 150 | 200 | 150 | 150 |
| Piston area (cm ²) | 804.0 | 894.6 | 961.7 | 1,247.0 | 1,652.3 | 1,809.5 | 2,168.0 | 2,436.9 |
| Capacity (kN) | 4,660 | 5,000 | 5,805 | 7,500 | 9,750 | 10,000 | 12,500 | 14,500 |
| (bar) | 580 | 559 | 610 | 601 | 590 | 553 | 577 | 595 |
| Weight (kg) | 435 | 1,064 | 460 | 1,100 | 800 | 2,340 | 1,730 | 1,250 |
| Used for 13mm/ 0.5" tendon types | 5-22 5-31 | 5-22 5-31 | 5-12 to 5-31 | 5-31 to 5-55 | | 5-37 to 5-55 | 5-37 | |
| Used for 15mm/ 0.6" tendon types | 6-18 6-19 | 6-18 to 6-22 | 6-12 6-19 6-22 | 6-31 to 6-43 | 6-27 6-31 6-37 | 6-31 to 6-37 | 6-43 to 6-55 | 6-43 6-48 6-55 |

* Jack is designed to be used for 310kN UTS strands stressed to max. 85% of the 310kN.

VSL LOCATIONS



Headquarters

VSL International Ltd.
Sägestrasse 76
CH-3098 Köniz
Switzerland
Phone: +41 58 456 30 00
info@vsl.com

Americas /

ARGENTINA

VSL Sistemas Especiales de Construcción Argentina SA
BUENOS AIRES
Phone: +54 11 5272 87 52

BOLIVIA

Postensados de Bolivia
SAN MIGUEL, LA PAZ
Phone: +591 2 27 70 338

BRAZIL

VSL Brasil Construção e Recuperação Ltda
SÃO PAULO
Phone: +55 113 521 7153/4

CANADA

CIT Stronghold Canada
TORONTO
Phone: +1 416 477 1042

CHILE

VSL Sistemas Especiales de Construcción S.A.
SANTIAGO
Phone: +56 2 571 67 00

COLOMBIA

Sistemas Especiales de Construcción S.A.S
BOGOTÁ
Phone: +57 1 226 6230

MEXICO

VSL Corporation Mexico S.A de C.V.
MEXICO
Phone: +52 55 55 11 20 36

PERU

Sistemas Especiales de Construcción Peru S.A.
LIMA
Phone: +51 1 349 38 38

VSL Peru

LIMA
Phone: +51 1 713 98 32

UNITED STATES OF AMERICA

VStructural LLC
BALTIMORE, MD
Phone: +1 410 850 7000

Africa /

EGYPT

VSL Egypt
CAIRO
Phone: +20 2 344 19 00

SOUTH AFRICA

VSL Construction Solutions (Pty) Ltd
JOHANNESBURG
Phone: +27 11 878 6820

TUNISIA

VSL Tunisia
TUNIS
Phone: +216 70 72 84 73

Europe /

AUSTRIA

Grund-Pfahl- und Sonderbau GmbH
HIMBERG
Phone: +43 2235 87 777

CZECH REPUBLIC

VSL Systemy (CZ) Sro
PRAGUE
Phone: +420 2 51 09 16 80

FRANCE

VSL France S.A. (Bouygues TPRF)
LABÈGE
Phone: +33 5 33 65 96 59

GERMANY

VSL Systems GmbH
BERLIN
Phone: +49 172 313 22 33

NETHERLANDS

Heijmans Beton-en Waterbouw B.V.
ROSMALEN
Phone: +31 73 543 66 02

NORWAY

Spennarmering Norge AS
RUD
Phone: +47 98 21 02 31

POLAND

VSL Polska Sp. z o.o.
WARSAWA
Phone: +48 22849 22 09

PORTUGAL

VSL Sistemas Portugal SA
PAÇO DE ARCOS
Phone: +351 21 445 83 10

Delegação Norte

VILA NOVA DE GAIA
Phone: +351 22 371 18 80

SPAIN

VSL Construction Systems SA
BARCELONA
Phone: +34 93 289 23 30

SWEDEN

Internordisk Spännarmering AB
VÄSTERHANINGE
Phone: +46 10 448 11 42

SWITZERLAND

VSL (Switzerland) Ltd.
SUBINGEN
Phone: +41 58 456 30 30

SAINT LEGIER

Phone: +41 58 456 30 00

TURKEY

Mega Yapi Construction & Trade Co. Ltd
ANKARA
Phone: +90 312 490 90 66

UNITED KINGDOM

VSL System (UK) Ltd.
LUTON
Phone: +44 148 040 4401

VSL Infrastructure Protection Ltd.

LONDON

Phone: +44 207 803 3614

SINGAPORE

Phone: +65 65 59 12 22

SYDNEY

Phone: +61 2 94 84 5944

Middle East /

SULTANATE OF OMAN

VSL Muscat LLC
MUSCAT
Phone: +971 4 885 7225

UNITED ARAB EMIRATES

VSL Middle East LLC
DUBAI, UAE
Phone: +971 4 885 7225

DOHA, QATAR

Phone: +974 44 052 444

Asia /

BRUNEI

VSL Systems (B) Sdn. Bhd.
BRUNEI DARUSSALAM
Phone: +673 2 380 153 / 381 827

CHINA PRC

VSL Engineering Corp., Ltd.
(China)

HEFEI

Phone: +86 551 382 29 18

HONG KONG

VSL Hong Kong Ltd.

CHAI WAN

Phone: +852 2590 22 88

INDIA

VSL India Private Ltd.
CHENNAI
Phone: +91 44 4225 11 11

INDONESIA

PT VSL Indonesia
JAKARTA
Phone: +62 21 570 07 86

JAPAN

VSL Japan Corporation
TOKYO
Phone: +81 3 3346 8913

KOREA

VSL Korea Co. Ltd.
SEOUL
Phone: +82 2 553 8200

MALAYSIA

VSL Engineers (M) Sdn. Bhd.
KUALA LUMPUR
Phone: +603 7981 47 42

PHILIPPINES

VSL Philippines Inc.
MANDALUYONG CITY
Phone: +632 722 1703

SINGAPORE

VSL Singapore Pte. Ltd.
SINGAPORE
Phone: +65 6559 12 22

TAIWAN

VSL Taiwan Ltd.
TAIPEI
Phone: +886 2 2759 6819

THAILAND

VSL (Thailand) Co. Ltd.
BANGKOK
Phone: +66 2 679 76 15 - 19

VIETNAM

VSL Vietnam Ltd.
HANOI
Phone: +84 4 3976 5088

HO CHI MINH CITY

Phone: +84 8 810 6817

Australia /

VSL Australia Pty. Ltd.

NEW SOUTH WALES
Phone: +61 2 9484 5944

QUEENSLAND

Phone: +61 7 3265 64 00

VICTORIA

Phone: +61 3 979 503 66

SOUTH AUSTRALIA

Phone: +61 8 8252 1900

TASMANIA

Phone: +61 3 6249 3044

PERTH

Phone: +61 8 9419 1119

FT Laboratories Ltd.

PING CHE, HONG KONG
Phone: +852 2758 48 61

VSL Offshore Pte Ltd.

SINGAPORE
Phone: +65 65 59 13 05

Copyright 03/2013, VSL International Ltd.
Printed in France – patented.

The information set forth in this brochure including technical and engineering data is presented for general information only. While every effort has been made to insure its accuracy, this information should not be used or relied upon for any specific application without independent professional examination and verification of its accuracy, suitability and applicability. Anyone using this material assumes any and all liability resulting from such use. VSL disclaims any and all express or implied warranties of merchantability fitness for any general or particular purpose or freedom from infringement of any patent, trademark, or copyright in regard to the information or products contained or referred to herein. Nothing herein contained shall be construed as granting a license, express or implied under any patents.